

Vortrag über die Fortschritte im Baue eiserner Brücken,

von

Dr. E. Winkler.

(Mit Zeichnungen auf Blatt Nr. 6 und 7*).

Hochgeehrte Herren!

In der, der Weltausstellung folgenden Saison übernahm ich es, Ihnen einen Bericht des Brückenbaues auf der Weltausstellung zu geben; ich berichtete bereits über die Vertretung Englands und Amerika's. In Folge des Umstandes, dass auch über andere Theile der Weltausstellung Berichte erstattet wurden, und dass in dieser Saison manche andere wichtige Angelegenheiten zur Verhandlung kamen, wurde es unmöglich, den Bericht über Brücken zu Ende zu führen. Da nun aber einestheils der Brückenbau auf der Weltausstellung nur schwach vertreten war, anderntheils das directe Interesse an der Weltausstellung bereits etwas nachgelassen hat, so will ich auf ein Zuendeführen dieses Berichtes ganz verzichten und an dessen Stelle unabhängig von der Vertretung des Brückenbaues auf der Weltausstellung einen Bericht über die Fortschritte im Baue eiserner Brücken geben. Ich werde denselben in folgende vier Theile theilen: 1. Die allgemeine Form der Träger; 2. die Wahl der zulässigen Spannung pro Flächeneinheit oder die Wahl der Sicherheits-*Coëfficienten*; 3. die Detailconstruction der Träger; 4. die Construction der eisernen Pfeiler. Es ist natürlich unmöglich, alles dies in einem Vortrage zu bewältigen, und ich beabsichtige heute auch nur über den ersten Theil, die Form der Träger, zu sprechen und werde mir erlauben, über die übrigen Theile später zu berichten.

Was nun mein heutiges Thema, die allgemeine Form der Träger, anbelangt, so will ich mich, um heute zu Ende zu kommen, auch hier auf die sogenannten Balkenträger, welche sich dadurch charakterisiren, dass sie nur verticale Kräfte aufzunehmen haben, beschränken. Neues hinsichtlich der Form von Hänge- und Sprengwerken, Bogenträger inbegriffen, mit Ausnahme von ein paar weniger wichtigen Formen, ist ohnehin nicht zu verzeichnen.

*) Der Vortrag wurde durch sieben grössere Wandtafeln erläutert, welche zum Theil durch Tafel Nr. 6 und 7 wiedergegeben sind. Zur Erläuterung derselben mögen die folgenden Bemerkungen dienen. Die Ordinaten der schraffirten Reihen stellen die theoretischen Materialmengen pro Längeneinheit für die Gurte und Gitterstäbe dar, die ganzen schraffirten Flächen repräsentiren also die gesammte Materialmenge. Hierbei sind gezogene Theile horizontal, gedrückte vertical schraffirt; der auf die zufällige Last entfallende Theil ist dunkel, der auf das Eigengewicht entfallende hell schraffirt. Es ist hierbei der Einfachheit und Uebersichtlichkeit wegen eine continuirliche Aenderung des Querschnittes vorausgesetzt, was allerdings in Wirklichkeit nicht der Fall ist. Die eingeschriebenen Zahlen bedeuten das Volumen, wenn man das Volumen eines durch das Gesamtgewicht der Brücke nebst totaler Belastung auf Zugfestigkeit beanspruchten Stabes, dessen Länge gleich der Spannweite des Trägers ist, = 1 setzt. Beispielsweise wurde die grösste Trägerhöhe bei allen Systemen = $\frac{1}{8}$ der Spannweite angenommen und Gitterwerk vorausgesetzt, dessen Stäbe unter 45° geneigt sind. Ferner wurde beispielsweise die zufällige Last doppelt so gross vorausgesetzt, als das Eigengewicht. Die eingeschriebenen Zahlen für die Materialmenge haben hiernach keine allgemeine Bedeutung.

Die Balkenträger lassen sich hinsichtlich der Anzahl ihrer Unterstützungspunkte in zwei Classen theilen, nämlich in einfache Träger, welche nur auf zwei Stützen ruhen, und in continuirliche Träger, welche auf mehr als zwei Stützen ruhen.

1. Einfache Träger. Ehe wir zur Besprechung neuer Formen übergehen, lassen Sie uns des Vergleiches halber einen kurzen Blick auf die bisher angewendeten Trägerformen werfen; es sind dies 1. der Parallelträger mit geraden parallelen Gurten; 2. der eigentliche Parabelträger mit parabolisch gekrümmten, an den Enden vereinigten Gurten, 3. der abgestumpfte Parabelträger oder Halbparabelträger, mit parabolisch gekrümmten, an den Enden aber nicht vereinigten Gurten, und 4. der Schwedler'sche Träger, welcher im mittleren Theile gerade parallele Gurte, in den äusseren Theilen hyperbolisch gekrümmte, an den Enden vereinigte Gurte zeigt; hierbei kann ein gekrümmter Gurt auch in einen geraden übergehen.

Der Parallelträger (Fig. 1) ist seiner Einfachheit wegen die weitaus am häufigsten angewendete Trägerform. Man scheut sich vielfach vor anderen Formen mit gekrümmten oder eigentlich polygonalen Gurten, weil diese Formen geübtere Arbeiter voraussetzen und die Arbeit etwas vertheuern. Man kann annehmen, dass sich die Arbeit durch Anwendung gekrümmter Gurte um 5 bis 8 Percent vertheuert; wobei das bei uns übliche System einer Vernietung der einzelnen Theile vorausgesetzt ist. Es wird sonach eine Trägerform mit gekrümmten Gurten dem Parallelträger nachzusetzen sein, sobald sie nicht eine Material-Ersparniss von mindestens 5 bis 8 Percent aufweist.

Der Parabelträger (Fig. 2) wurde früher vielfach für diejenige Trägerform gehalten, welche die geringste Materialmenge verlangt; dies ist indess nicht unbedingt der Fall. Hinsichtlich des Gitterwerkes ist allerdings der Parabelträger die günstigste aller existirenden Formen, da jede andere Form mehr Material im Gitterwerke erfordert; es kommt dies daher, dass eine totale Belastung von den Gurten allein aufgenommen wird und hierbei das Gitterwerk nur eine geringe, zur Uebertragung der Last von einem Gurt auf den andern nöthige Beanspruchung zeigt. Die Gurte erfordern aber bei gleicher Höhe mit dem Parallelträger um 25 bis 61% mehr Material; da sich indess die günstigste Höhe der Parabelträger, wenn sonst die Trägerhöhe nicht durch Terrainverhältnisse beschränkt ist, um beiläufig 25% grösser ergibt, so erfordern die Gurte des Parabelträgers je nach der Spannweite ein Geringes weniger, bis 22% mehr Material, als die des Parabelträgers. Im Ganzen erfordert hierbei der Parabelträger 18 bis 26% weniger Material, als der Parallelträger, so dass sich trotz des höheren Einheitspreises für gekrümmte Formen durch den Parabelträger eine Kostenersparniss von 10 bis 20% erzielen lässt, und zwar bei kleinen Spannweiten verhältnissmässig mehr, als bei grossen.

Der Parabelträger fand bisher namentlich in zwei Formen Anwendung, als Bogensehnenträger und als Linsen- oder Fischträger; bei der letzteren Form ist die Ersparniss indess der zur Anbringung einer horizon-

talten Bahn erforderlichen Nebentheile wegen geringer, als vorhin angegeben wurde. Der sogenannte Fischbauchträger hatte bis jetzt bei grossen Spannweiten keine Anwendung gefunden; erst in neuester Zeit kam er in Deutschland bei einer Brücke mit 23^m Spannweite in Anwendung; es bietet diese Form den nicht unwesentlichen Vortheil, dass die hängenden Träger wesentlich schwächere Abstufungen bedürfen, als Träger, deren Schwerpunkt über den Auflagern liegt. Eine Abart der Parabel-Fischträger sind die Paulischen Träger, deren Gurte ein wenig von der Parabelform abweichen, und zwar derart, dass die Spannung der Gurte fast ganz constant wird. Hinsichtlich der Materialmenge sind sie gegen den eigentlichen Parabelträger ein wenig im Vortheil.

Der Halbparabelträger (Fig. 3) ist erst in neuerer Zeit vielfach zur Anwendung gekommen, er hat gegen den eigentlichen Parabelträger manche praktische Vorzüge, wie die Möglichkeit wirksamerer Versteifungen, Vermeidung spitzwinkliger Verbindungen, unter Umständen schönere Form. Was den Materialbedarf anbelangt, so liegt derselbe zwischen dem des Parallel- und Parabelträgers. Bei gegebener Maximalhöhe fordert der Halbparabelträger mehr Material, als der Parallelträger, aber weniger, als der Parabelträger; unter Wahl der günstigsten Höhe dagegen fordert er weniger Material, als der Parallelträger, aber mehr, als der Parabelträger.

Der Schwedler'sche Träger (Fig. 4) ist die Uebergangsform zweier Classen von Trägern, die sich dadurch unterscheiden, dass in den Endtheilen des Trägers bei der einen Classe, zu welcher auch der Parallelträger gehört, jeder Gitterstab entweder nur gezogen, oder nur gedrückt werden kann, während bei der anderen Classe, zu welcher auch der Parabelträger gehört, jeder Gitterstab sowohl auf Zug, als auf Druck beansprucht werden kann, oder dass unter Anwendung steifer Verticalen die erste Classe nur einfache schlaaffe Diagonalen erfordert, während bei der zweiten Classe doppelte schlaaffe Diagonalen nöthig sind. Diese Form hat namentlich in Preussen, später auch in Ungarn eine ausgedehntere Anwendung gefunden. Der Grund, dass Schwedler gerade diese Form wählte, ist wohl der, dass es eine Form ist, welche sich dem Parabelträger möglichst nähert, also auch die Vortheile desselben möglichst ausnützt, ohne die Nachteile desselben, wie doppelte schlaaffe Diagonalen und sehr spitze Winkel zwischen den Gurtenden, zu haben. Was den Materialbedarf anbelangt, so fordert bei gleicher Maximalhöhe der Schwedler'sche Träger 6 bis 8% weniger Material, als der Parallelträger, und 0 bis 10% weniger, als der Parabelträger, während bei gleicher mittlerer Trägerhöhe der Schwedler'sche Träger 14 bis 35% weniger Material bedarf, als der Parallelträger, aber 2 bis 13% mehr, als der Parabelträger.

Diese vier Trägerformen sind nicht mehr neu. Ehe wir nun dazu übergehen, ein paar neue Trägerformen vorzuführen, wollen wir uns die Frage auflegen, ob es nicht möglich sei, diejenige Trägerform, welche die geringste Materialmenge erfordert, mathematisch festzustellen. In ihrer Allgemeinheit lässt sich diese Aufgabe allerdings nicht lösen, weil bei der Feststellung der zweckmässigsten

Trägerhöhe eine Reihe rein praktischer Rücksichten in Frage kommen, auf deren Besprechung ich mich hier nicht weiter einlassen will. Nur in dem Falle, wo man für die Höhe eine bestimmte, mathematisch fixirbare Annahme macht, ist die Aufgabe zu lösen. Ich habe sie zunächst für den Fall zu lösen versucht, dass die Maximal-Trägerhöhe gegeben sei. In diesem Falle ergibt sich die kleinste Materialmenge, wenn man die Trägerhöhe h im Abstände x von der Mitte bei der Spannweite $2a$ und der Maximal-Trägerhöhe h_1 nach der Regel

$$h = h_1 \left(1 - \frac{x^n}{a^n} \right)$$

bestimmt; wenn man den einen Gurt gerade wählt, so wird also der andere Gurt nach einer Parabel n ten Grades zu krümmen sein (Fig. 5); hierbei ist aber n nicht ganz constant und etwas vom Verhältnisse des Eigengewichtes zur zufälligen Last und von der Construction des Gitterwerkes abhängig; indess liegt n stets zwischen 4 und 6, und die Curven für diese Exponenten weichen nur wenig von einander ab. Der gekrümmte Gurt wird im mittleren Theile fast gerade, krümmt sich aber an den Enden ziemlich stark. Der Winkel zwischen beiden Gurtenden wird hier wesentlich grösser, als beim Parabelträger; die Tangente desselben ist $\frac{n}{2}$ mal, d. i. also 2 bis 3 mal so gross, als

beim Parabelträger. Dieser Träger erfordert 6 bis 17% weniger Material, als der Parallelträger mit gleicher Höhe und 8 bis 20% weniger Material, als der Parabelträger mit gleicher Maximalhöhe. Zu einer ähnlichen Trägerform gelangte bereits Grüttefien in seiner Arbeit in der deutschen Bauzeitung, Jahrgang 1872.

Es hätte gar keinen Anstand, diese Form wirklich zur Ausführung zu bringen; sie ist zwar nicht sehr schön, aber doch schöner, als die ziemlich allgemein als unschön anerkannte Schwedler'sche Form. Indess lassen sich auch ein paar Näherungsformen angeben, welche bei fast gleicher Materialersparniss eine einfachere Ausführung zulassen, und welche entstehen, wenn man im mittleren Theil, wie beim Schwedler'schen Träger, die Gurte ganz gerade annimmt, während man die Gurte am Ende parabolisch oder geradlinig abbiegt.

Bei der ersten Näherungsform mit parabolischen Enden (Fig. 6 und 7) ergibt sich die kleinste Materialmenge, wenn man die Gurte ganz zusammen führt und die Länge eines parabolischen Endes 0.17 bis 0.27 der Spannweite wählt. Hier ergibt sich gegen den Parallelträger 5 bis 15% gegen den Parabelträger 7 bis 18% Materialersparniss. Führt man die Gurte nicht ganz zusammen, sondern ordnet man Endständer an, so ist die Ersparniss zwar etwas geringer, indess kann man hiedurch überwiegende praktische Vortheile erreichen. Derartige Träger hat Klett & Comp. in Nürnberg ausgeführte Brücke über die Donau bei Gross-Präfening in Bayern mit 3 Oefnungen von 78^m Spannweite.

Die zweite Näherungsform mit trapezförmigen Enden (Fig. 8 und 9) ist bekanntlich die zuerst von den Herren Köstlin und Battig bei der Brigitta-

und Sophienbrücke in Wien angewendete Form; ich nenne sie kurz Trapezträger. Die kleinste Materialmenge ergibt sich, wenn man die Höhe an den Enden 0.13 bis 0.30^m von der Höhe des mittleren Theiles und die Länge eines trapezförmigen Endes gleich 0.12 bis 0.18^m der Spannweite macht. Die Materialersparniss gegen den Parallelträger beträgt hierbei 7 bis 10%, d. i. ungefähr ebensoviel, als beim Schwedler'schen Träger. Ob diese Ersparniss so hoch ist, dass sie die etwas schwierigere Ausführung rechtfertigt, kann ich allerdings nicht angeben. Die Form ist aber jedenfalls schöner, als die mit gekrümmten Enden, da die stark gekrümmten Enden mit dem langen, geraden Mitteltheile nicht gut harmoniren, so dass kein Grund vorliegt, warum man diese Form nicht den so vielfach angewendeten Schwedler'schen Trägern vorziehen sollte.

Wie schon oben bemerkt, zeigen sich diese Formen als die zweckmässigsten, wenn man die Maximal-Trägerhöhe als gegeben ansieht. Ist man mit der Höhe nicht beschränkt und wählt man hier die mittlere Trägerhöhe als gegeben, so ist der Parabelträger diejenige Form, welche die kleinste Materialmenge erheischt.

2. Wir gehen nun zu der zweiten Classe von Trägern über, den continuirlichen Trägern (Fig. 10). Wir wollen hier die Vor- und Nachtheile dieser Träger, welche bereits vielfach besprochen wurden, nicht von Neuem erörtern und nur erwähnen, dass als Hauptvorteil der continuirlichen Träger bei grösseren Spannweiten die nicht unwesentliche Materialersparniss erscheint, die, bei etwa 20^m Spannweite beginnend, bei 50^m Spannweite circa 10%, bei 100^m Spannweite schon etwa 19% und bei 150^m Spannweite sogar 24% beträgt, während als hauptsächlichster Nachtheil der bedeutende Einfluss einer Aenderung in der Höhenlage der Stützpunkte auf die Beanspruchung auftritt. Erwähnt sei ferner, dass man durch ein Tieferlegen der Mittelstützen (Fig. 11) eine Materialersparniss nicht erzielen kann, wie man früher mehrfach glaubte, dass man hiedurch nur den unwesentlichen Vortheil erreicht, einen gleichmässigeren Querschnitt der Gurte zu erhalten; allerdings mit einigem Opfer an Material, welches gegen 4% beträgt. Soviel mir bekannt, ist eine solche Senkung der Mittelstützen bisher nie zur Durchführung gekommen; nur bei der soeben vollendeten Brücke über die Thur bei Ossingen der schweizerischen Nationalbahn (Winterthur - Kreuzlingen) mit drei Oeffnungen von 50^m Spannweite und schmiedeeisernen Pfeilern hat man eine Senkung der Mittelstützen angenommen. Wir können hiezu indess nicht rathen.

Der wesentlichste Nachtheil der continuirlichen Träger, welcher in dem grossen Einflusse einer ungleichen Höhenlage der Stützen liegt, lässt sich gänzlich beheben, indem man im Träger derart Gelenke anordnet, dass jeder Trägertheil durch zwei Stützpunkte, seien dieselben feste Pfeilerpunkte oder die Enden der die Pfeiler überragenden Trägertheile, unterstützt erscheint; wir nennen diese Träger continuirliche Gelenkträger. Die Idee hiezu rührt von dem rühmlichst bekannten Brückenconstructeur Gerber her. Es scheint, als ob man gegenwärtig, die Vortheile dieser Träger erkennend, sie praktisch auch mehr ausnützen wolle, als bisher.

Die continuirlichen Gelenkträger lassen sich natürlich ebenso, wie die einfachen Träger, mit parallelen und mit gekrümmten Gurten construiren.

Was zunächst die continuirlichen Gelenkträger mit parallelen Gurten anbelangt (Fig. 12), so bieten sie fast genau dieselbe Ersparniss an Material, wie die continuirlichen Parallelträger ohne Gelenk, so dass also durch Anordnung der Gelenke der Vortheil der Materialersparniss durchaus nicht aufgegeben wird, vorausgesetzt, dass man ein möglichst günstiges Verhältniss zwischen den einzelnen Spannweiten und eine möglichst günstige Lage der Gelenke wählt. Bis jetzt ist, soviel mir bekannt, nur die Strassenbrücke über die Donau bei Vilsofen, mit 5 Oeffnungen von 51.6^m und 64.5^m Spannweite, nach diesem Systeme ausgeführt.

Die continuirlichen Gelenkträger mit gekrümmten Gurten (Fig. 13) wurden bisher noch nicht in hinreichender Weise einer theoretischen Behandlung unterzogen, um ein bestimmtes Urtheil über die zweckmässigste Form abzugeben. Ausgeführt wurde von Gerber die Strassenbrücke über den Main bei Hassfurt mit drei Feldern von 23.9 , 37.9 , 23.9^m Spannweite, deren mittleres zwei Gelenke besitzt. Die Trägerhöhe ist hier dem an der betreffenden Stelle wirkenden Maximalmomente proportional gewählt, so dass sich die Horizontal-Componente der Maximal-Gurtspannung constant ergibt. Für die Kreuzberg-Posener Bahn wurde eine Brücke nach diesem Systeme mit 5 Oeffnungen von 37 , 36 , 45 , 36 , 37^m Weite projectirt; über den kleinen Oeffnungen von 36^m sind hier die Träger als Parallelträger construirt.

Schliesslich will ich mir nur noch erlauben, die Träger nach Fink's System zu erwähnen, welche eigentlich Hängewerksbrücken sind, indess auch zu den Balkenbrücken gezählt werden können. Sie sind allerdings schon seit längerer Zeit in Amerika in Anwendung, werden aber dort noch heute in mehr oder minder modificirter Weise verwendet. Diese Träger entstehen, indem an ein Haupt-Dreiecks-Hängewerk zwei Dreiecks-Hängewerke zweiter Ordnung, an diese wieder vier Dreiecks-Hängewerke dritter Ordnung angehängt werden u. s. f. Unsere neue Augartenbrücke bildet nur eine Modification dieses Systemes. Diese Träger erfordern bei gleicher Höhe 47 bis 58% mehr Material, als Parallelgitterträger mit unter 45° geneigten Stäben (Netzwerk), und 24 bis 36% mehr Material, als Parallelträger mit verticalen und unter 45° geneigten Stäben (Fachwerk), indess nur, wenn man für beide Trägerformen nur die theoretische Materialmenge in Betracht zieht. In der praktischen Ausführung gestaltet sich das Fink'sche System etwas weniger ungünstig, weil man sich in diesem Systeme den theoretisch nöthigen Querschnitten besser anschliessen kann, als bei den Gitterträgern.

Im Nachstehenden lassen wir die über diesen Vortrag sich ergebende Debatte folgen.

Da über Aufforderung des Vorsitzenden, ob nicht ein Mitglied eine Bemerkung zu machen habe, Niemand sich zum Worte meldet, ergreift der Präsident Oberbaurath Fr. Schmidt das Wort.

Meine Herren

Ich kann nicht umhin, einen kleinen Schmerzensschrei auszusprechen, aus Veranlassung dieses soeben gehörten Vortrages. Ich spreche hier nicht als Vorsteher, sondern als Architekt. Ich habe im Laufe der Jahre schon oft das Vergnügen gehabt, höchst geistreiche und interessante Vorträge über eiserne Brückenconstructionen zu hören, und heute ist es das erste Mal, dass hierbei unser geehrtes Mitglied, Herr Prof. Winkler, das Wort „Aesthetik“ in den Mund genommen hat. Nun, meine Herren, wir Architekten geben uns so ziemlich Mühe, unser Land und unsere Städte durch ästhetische Werke unserer Hände zu zieren, und wenn wir dies nicht ganz glücklich treffen, so wissen Sie, was mit uns geschieht — wir werden in der unbarmherzigsten Weise gerichtet. Sie, meine Herren Ingenieure, sind in dieser Beziehung glücklicher daran. Sie können den unglaublichsten Verstoß gegen die Aesthetik begehen, Ihnen macht darüber Niemand einen Vorwurf. (Stürmische Heiterkeit.) Aber das hochpreisliche Publicum mag doch mitunter etwas empfinden, wenn eines oder das andere von diesen eben gesehenen Dingen in grösstem Maassstabe in einem Landschaftsbilde ausgeführt wird. Herr Prof. Winkler hat mich sehr getröstet, indem er dargethan hat, dass die Materialdifferenzen zwischen den verschiedenen Constructionswesen nicht sehr gross sind, dass also das Opfer, welches gebracht werden müsste, um eine ordentliche, schöne, ästhetische eiserne Brücke zu schaffen, nicht so bedeutend sein wird. Und so möchte ich denn glauben, dass es ein nicht zu unbilliges Ansinnen von Seiten der ästhetischen Mitglieder unseres Vereines wäre, wenn Sie den Wunsch ausdrücken, dass die Herren Ingenieure auch daran denken möchten, die einmal als unwandelbar ästhetisch schön anerkannten Formen für Brückenconstructionen technisch durchzubilden. Ich glaube, dass Sie nicht nur allein sich selbst ein Ehrenzeichen setzen, dass Sie sich nicht nur den Dank der Collegen aus dem Architektenstande allein, sondern den Dank der gesammten Mit- und Nachwelt dadurch erringen würden. Wir Alle wissen recht wohl, dass die Meisterwerke der Brückenbaukunst früherer Jahrhunderte und Jahrtausende noch jetzt mit Recht von jedem Menschen angestaunt und bewundert werden, und durchaus nicht bloss um ihrer technischen Vollkommenheit allein, sondern auch um ihrer Schönheit willen; — und wer den Beruf und die Aufgabe hat, öffentlich an den Strassen und in der Landschaft zu bauen, der hat auch den Beruf, nach allen Seiten hin das Vollkommenste und Schönste zu leisten. Ich glaube daher, dass das herrliche Gebiet der Brückenconstructionen nicht eine Versuchsstation ist, um dadurch die unglücklichsten Formen zum Ausdrucke zu bringen, welche das Auge verletzen, sondern dass dieses Gebiet die schönsten Formen, welche der Menschengestalt erfinden kann, zur Anschauung und Durchführung bringen soll. Entschuldigen Sie, meine Herren, dass ich mir herausgenommen habe, im Ingenieur-Vereine dies Wort zu sprechen. (Lebhafter Beifall.)

Herr Prof. Dr. Winkler: Erlauben Sie mir nur ein paar Worte zu erwidern. Ich muss das eben Gehörte selbst vollständig billigen. Es haben sich wirklich viele Ingenieure gegen die Menschheit verständigt, indem sie so hässliche Dinge, wie z. B. einzelne unserer grossen Brücken in der Nähe unserer schönen Stadt Wien errichteten. Allein, ich will doch auch auf der anderen Seite den Ingenieur etwas in Schutz nehmen. Es geht den Herren Architekten mitunter ebenso. Mancher Architekt bringt zuweilen die innere Güte eines Hauses der schönen Fassade zum Opfer. (Heiterkeit.) Der Ingenieur hat es hier eben so gemacht. Der hauptsächlichste Anlass hiezu ist wohl die Geldfrage, die in der Regel in den Vordergrund tritt, wenigstens bei den Eisenbahnbauten. Allerdings ist der Ingenieur nicht immer zu entschuldigen.

Herr Baudirector Köstlin: Gestatten Sie mir nur ein ganz kurzes Wort. Insofern ich unter die Ingenieure gehöre, welche der Vorwurf des Herrn Oberbaurathes Schmidt trifft, wollte ich so frei sein, die Ingenieure dadurch zu entlasten, dass ich aus meiner eigenen Erfahrung constatire, dass es nicht gerade immer die Ingenieure sind, die die Schuld tragen, wenn solche hässliche Dinger gebaut werden, sondern sehr häufig der Bauherr, sei dieser nun der Staat, oder die Commune, oder wer immer. Es sprechen da Factoren mit, auf die ich nicht öfter in einem Concourse unterlegen bin, weil ich zu sehr die ästhetische Seite berücksichtigt hatte.

Herr Prof. v. Grimborg: Es hat sich hier eine Debatte entsponnen, in der die Civil-Ingenieure immer gegen die Architekten den Kürzeren ziehen. Es scheint mir daher klug zu sein, wenn wir sofort versuchen, die Aufmerksamkeit der geehrten Versammlung auf einen anderen Gegenstand zu lenken, und werde ich mir daher erlauben, noch eine Bemerkung an den Vortrag des Herrn Prof. Winkler zu knüpfen, welche rein sachlich ist. Der geehrte Herr Redner hat nämlich eine Frage, die mir bei der Wahl eiserner Brücken von Wichtigkeit scheint, nur so nebenbei berührt, nämlich die Einsenkung. Es ist mir aber aufgefallen, dass bei dem Vergleich der Systeme im Allgemeinen der Herr Redner auf das Moment der Durchbiegung der Brücken kein Gewicht gelegt hat, und es scheint mir, dass allerdings bei einem Vergleiche von Brücken auch diese Bedingung ein Gewicht verdiene. Wenn ich den Herrn Redner recht verstanden habe, so ist bei dem Vergleich der einzelnen Systeme und bei dem Vergleich des Resultates, nämlich des Materialverbrauches, die natürliche Voraussetzung gemacht, dass bei demselben dieselben Belastungen, und auch dieselbe Inanspruchnahme im Allgemeinen und in den einzelnen Bestandtheilen zu Grunde gelegt sei. Ich werde auf diesen Gedanken geführt durch den Anblick desjenigen Systemes, welches Herr Prof. Winkler gewissermassen als Normale an die Spitze gestellt hat, und das ist ein Gitterträger, mit einfachen Diagonalen, die auf Zug und Druck in Anspruch genommen sind. Wenn man ein solches Gitterwerk auf eine andere Weise construirt, etwa mit doppelten Diagonalen, so ergibt sich eine verschiedene Durchbiegung und es tritt sehr leicht der Fall ein, dass bei einer Brücke, die den einzelnen Theilen dieselbe Inanspruchnahme erleidet, obwohl eine Materialersparniss besteht, dennoch eine höhere Durchbiegung stattfindet. Es ist nun allerdings sehr schwer, hinsichtlich der Durchbiegungen eine gewisse zulässige Grenze für die Praxis festzustellen. Ich glaube aber, dass im Allgemeinen die Anschauung nicht fehlerhaft sein dürfte, dass bei einer gewissen Anwendung, z. B. für Eisenbahnen, man von zwei Brücken, welche gleich fest sind, derjenigen Brücke, welche sich weniger durchbiegt, den Vorzug geben wird. Ich würde mir daher erlauben, an den geehrten Herrn Redner, anknüpfend an sein sehr liebenswürdiges Versprechen, allfällige andere Mittheilungen zu bringen, die Frage zu richten, ob er vielleicht den Vergleich verschiedener Systeme in Bezug auf die Durchbiegung und der dabei resultirenden Materialersparniss bereits durchgeführt hat, oder ob er nicht vielleicht die Absicht hätte, dies durchzuführen und uns seinerzeit die Resultate seiner Erfahrungen mitzutheilen?

Herr Pontzen: Nachdem von Seiten des Herrn Prof. Grimborg schon an den geehrten Herrn Vortragenden ein Ersuchen gegangen ist, nämlich ein Hinweis auf einen Punkt, welchem er seine Aufmerksamkeit bis zum nächsten Vortrage schenken soll, so möchte ich mir ihm gegenüber gleichfalls eine Bitte erlauben. Er hat nämlich wiederholt auf den Unterschied zwischen dem theoretisch entwickelten und dem praktisch nachweisbaren Materialerforderniss hingewiesen. Ich bin der Ansicht, dass das genauere Eingehen auf das Verhältniss dieser theoretischen und praktischen Materialmenge zu manchen Resultaten führen wird, welche vielleicht von der von ihm ursprünglich auf Grund der von ihm aufgestellten Basis der theoretischen Menge ausgesprochenen Ansicht abweichen könnte. Ich lege auf diese Frage, die ich mir zu stellen erlaube, ein um so grösseres Gewicht, als bei der Mehrzahl der Constructionen jene Differenz, welche zwischen der theoretischen und praktischen Menge besteht, zur Sicherheit der Brücken nichts beiträgt. Es ist dies ein Plus, welches allerdings bei der Berechnung weggelassen werden kann, insoweit man auf theoretischem Wege allein steht, das aber bei der Frage um die Kosten jedenfalls in Betracht zu ziehen ist. Herr Prof. Winkler wäre es bei der grossen Menge von Brücken, die ihm in ihren Details bekannt sind, leicht möglich, uns über dieses interessante Verhältniss Mittheilung zu machen.

Ein anderer Punkt, den ich mir noch zu erwähnen erlaube, ist, dass ich es als einen sehr grossen Fortschritt ansehe, dass bei der Inanspruchnahme des Eisens in den Brücken die Inanspruchnahme des Materials nicht auf eine bestimmte Zahl fixirt, sondern als ein bestimmter Bruchtheil der Festigkeit eingeführt wird.

Herr Prof. Dr. Winkler: Wenn es die Herren gestatten, so will ich die beiden an mich gerichteten Fragen sogleich beantworten. Ich brauche hiezu nur wenige Minuten Zeit.

Was zunächst die Durchbiegung anbelangt, so stehe ich auf einem ganz anderen Standpunkte, als Herr Prof. Grimbürg. Ich lege nämlich, wie die meisten anderen Ingenieure, fast gar keinen Werth auf die Durchbiegung. Ich kenne die Durchbiegungen von den Trägern nach den einzelnen Systemen; ich könnte z. B. angeben, dass sich der Parabelträger um 11 bis 38 Percent mehr durchbiegt als der Parallelträger u. s. w. Was schadet dies aber? Es hätte Herr Prof. Grimbürg erst erwähnen sollen, welche Nachtheile er von der grösseren Durchbiegung erwartet. Ich kenne solche Nachtheile nicht und die zuweilen angeführten Nachtheile sind entweder keine solchen oder sie lassen sich leicht ohne Materialvermehrung beseitigen. Es wurde damals, wie die Regierung das Gesetz für die Sicherheitsrücksichten bei Brücken aufstellte, auch viel davon gesprochen; es hat sich schliesslich das Comité geeinigt, die Einbiegungsfrage ganz fallen zu lassen, was als ein grosser Fortschritt im Brückenbau zu betrachten ist. Sollte jetzt noch die Generalinspection eine bestimmte Grenze der Durchbiegung vorschreiben, so hat sie hiezu eigentlich kein Recht, weil die Bestimmungen hinsichtlich der Sicherheitsrücksichten hievon nichts enthalten und ja damals dieser Standpunkt als ein veralteter und falscher erkannt wurde. Ich will nur diese vorläufige Andeutung machen, um meinen Standpunkt klarzulegen, bin aber zu jeder weiteren Auskunft bereit.

Was aber die Frage des Herrn Pontzen betrifft, so ist sie meiner Ansicht nach etwas mehr gerechtfertigt. Ich kann erwidern, dass die Zahlen, die ich angegeben habe, nicht der Vergleich der theoretischen, sondern der praktischen Materialmengen sind. Ich habe die Vermehrung des Materiales bereits berücksichtigt, habe berücksichtigt, dass der Parabelträger in dieser Beziehung günstiger ist, als der Parallelträger u. s. w. Nur bei dem Fink'schen habe ich es nicht berücksichtigt, aus dem einfachen Grunde, weil ich hier das Verhältniss nicht kenne. Die grösste Mühe, die ich gehabt habe, liegt gerade in der Ermittlung des Verhältnisses der praktischen zur theoretischen Materialmenge.

Herr Prof. v. Grimbürg: Ich muss bemerken, dass ich nicht behauptet habe, es sei meine Ansicht, dass die Durchbiegung der Brücken ein ebenso wichtiges Moment sei für die Beurtheilung der Güte oder des Nutzens der Materialersparniss, wie die Festigkeit, aber ich kann doch sagen, dass im Allgemeinen auf den Grad der Durchbiegung einer Brücke ein sehr grosses Gewicht gelegt wird, und erlaube mir nur hinzuweisen auf eine bekannte Verordnung des Handelsministeriums, vom 30. August 1870, wenn ich mich recht erinnere, in der ganz ausdrücklich die Durchbiegung einer Brücke als ein Kriterium für die Beurtheilung der Güte, der Zulässigkeit der Brücke hingewiesen wurde. Ich weiss sehr gut, dass diese Verordnung damals zu Stande gekommen ist unter Mitwirkung und wenn ich mich recht erinnere, sogar über die Initiative des Vereines und ich bin ganz damit zufrieden, dass Herr Prof. Winkler seine fachmännische und wissenschaftliche Ansicht dahin ausgesprochen hat, dass er auf die Biegung kein Gewicht legt. Ich halte die Sache für zu wichtig, um jetzt in der Eile irgend einen Vorschlag zu machen, werde mir aber erlauben, seinerzeit noch darauf zurückzukommen, und vielleicht den Verein zu bitten, auf eine allfällige Abänderung derjenigen Vorschläge, welche seinerzeit unter Mitwirkung und auf die Initiative des Vereines zu Stande gekommen sind, einzugehen.

Herr Generalinspector H. Schmidt: Ich glaube, es lassen sich beide Ansichten mit einander vereinigen. Die theoretische Durchbiegung ist bei den verschiedenen Systemen nicht sehr verschieden, und wird also auf die praktische Durchführung oder Einsenkung in der Praxis beim Betriebe und Gebrauche einer Brücke ganz unwesentlich sein; die Brücken werden bekanntlich aus einzelnen Theilen zusammengesetzt und es kommt auf die Art und Weise der Zusammensetzung, auf die Anarbeitung der Brücke an, und hauptsächlich aus der Senkung lässt sich rückschliessen auf die gute und solide Anarbeitung, und ich glaube, dass die Verordnung des Ministeriums hauptsächlich den Zweck hat, um auf eine gewisse Solidität in der Arbeit hinzuwirken. Ich glaube also, dass die Verordnung des Ministeriums eine gewisse Berechtigung hat.

Herr Prof. Dr. Winkler: Durch die Bemerkungen des Herrn Vorredners hat die Durchbiegungsfrage eine ganz andere Basis gewonnen. Ich habe diesen Umstand heute nicht erwähnen wollen, weil ich bei Besprechung der Construction darauf gekommen wäre. Die bleibende

Durchbiegung hat allerdings einen grossen praktischen Werth. Man muss eben hier die elastische Durchbiegung und die Durchbiegungen, welche durch die Constructionsmängel der Brücke herbeigeführt werden, unterscheiden. Leider legt unsere Bestimmung darauf keinen Werth. Ich habe in vielen Protokollen der General-Inspection gelesen: „Eine bleibende Durchbiegung hat sich nicht gezeigt.“ Nun, das rührt einfach daher, weil vor der Probe schon mit den Locomotiven darüber gefahren wurde. Eine bleibende Durchbiegung zeigt sich bei unseren Constructionen allemal und die Grösse dieser Durchbiegung lässt auf die Güte der Construction schliessen. Leider wird sie in der Regel, wie bemerkt, nicht genügend constatirt.

Herr Director Hornbostel: Ich möchte doch noch etwas erwidern auf das, was Herr Prof. Winkler aus der Praxis berichtete. Wenn das auch wahr ist, dass über eine Brücke, ehe die officielle Probe vorgenommen wurde, mit einer Locomotive gefahren wird, so ist doch zu constatiren, dass die ganze Belastung, die endlich bei der officiellen Probe auf die Brücke kommt, vorher nicht darauf war. Es kommen vielleicht 5 Maschinen auf eine Oeffnung, während vorher nur eine darüber gefahren war. Was diese eine Locomotive gemacht hat, ist vielleicht in den meisten Fällen nicht constatirt worden.

Herr Prof. Dr. Winkler: Wenn eine Locomotive mehrere hundert Male über die Brücke fährt, dann rüttelt sie die einzelnen Theile mehr zusammen, als wenn später die ruhige Last darauf kommt. Wie wäre es denn sonst möglich, dass sich bei der officiellen Probe eine bleibende Durchbiegung nicht zeigt.

Herr Director Hornbostel: Das ist nicht der Fall.

Da sich Niemand mehr zum Worte meldet, so wird die Debatte geschlossen.

Eiserner Oberbau.

Von Ingenieur **Lazar.**

(Mit Zeichnungen auf Blatt Nr. 8.)

Es kann unter den gegenwärtigen Verhältnissen für einen Eisenbahn-Ingenieur kein dankbareres Feld der Thätigkeit geben als das, sich mit der Lösung der Aufgabe zu beschäftigen, einen rationellen eisernen Oberbau einzuführen.

Es ist dies eine Aufgabe, die nicht nur gelöst werden soll — die in der kürzesten Zeit gelöst werden muss.

Der Bedarf an Holzschnellen bei den bis jetzt fast ausschliesslich angewendeten Holzschnellen-Systemen für die bestehenden Bahnen, sowie für die noch neu zu erbauenden ist so gross, so bedeutend, dass er in keinem Verhältnisse zu den noch zur Verfügung stehenden Holzvorräthen ist und einerseits bereits ein enormes Steigen der Holzpreise nach sich zog, andererseits aber in vielen Ländern eine vollständige Devastirung und in manchen wieder eine derartige Lichtung der noch vorhandenen Waldcomplexe zur Folge hatte, dass es vom nationalökonomischen Standpunkte ein Gebot der dringendsten Nothwendigkeit ist, für die Schonung der noch bestehenden Wälder die grösstmögliche Sorge zu tragen.

Man wird gut thun, die vielen Ueberschwemmungen und Wolkenbrüche, welche in den letzten Jahren so häufig aufgetreten sind, mit der geringen Schonung der Wälder in Verbindung zu bringen; und es ist dringend zu wünschen, dass die warnenden Stimmen, die sich gegen die Ausrodung der Wälder erhoben, von welchen ich hier nur die des Herrn Hofrathes Wex, ausgesprochen in seinem ausgezeichneten Werke: „Ueber die Abnahme der Wässer in Bächen und Flüssen“, erwähnen will, nicht ungehört verhallen mögen.

Seit der Einführung der Bessemer-Schienen, die heute mit vollem Rechte fast ausschliesslich auf allen Eisenbahn-Linien zur Anwendung gelangen, sind die noch in riesigen Quantitäten vorhandenen und baldigst zur Auswechslung gelangenden Eisenschienen mit einem Schlage so ausserordentlich entwerthet worden, dass keine Bahnverwaltung, wenn ihr nicht der Vorwurf gemacht werden soll, ein mit grossen Kosten erworbenes Material verschleudert zu haben, ihre Altschienen auf den Markt werfen darf.

Die Eisenbahn-Verwaltungen stehen daher vor der Alternative, entweder ihre Altschienen jahrelang ohne jede Verwendung deponirt zu lassen, oder aber dieselben wieder in die Bahn selbst auf die zweckmässigste Weise zu investieren, und dies kann eben nur durch die Einführung des eisernen Oberbaues erreicht werden.

Die Einführung des eisernen Oberbaues bildet aber auch gleichzeitig eine Lebensfrage für einen grossen Theil unserer Eisen-Industrie. Sie wissen, meine Herren, dass nur die wenigsten Werke in der glücklichen Lage sind, vorzügliches zur Bessemer-Fabrication geeignetes Rohmaterial und gleichzeitig auch ein für den Bessemer-Process geeignetes Brennstoff-Material zu besitzen. In Folge dessen müssen auch viele Eisenwerke, welche früher Eisenschienen lieferten, von der Concurrenz mit Bessemer-Stahl-Schienen gegenüber den günstiger gelegenen Werken absteigen und sich einen andern Ersatz für den Ausfall der Eisenschienen suchen, und dies kann wieder nur in ausgiebiger Weise der eiserne Oberbau sein.

Aber auch die Sicherheit des Eisenbahn-Verkehres verlangt dringend die Verwerfung der Holzschwellen. Heute, wo auf den meisten Eisenbahnen Eilzüge eingeführt sind, wo die Geschwindigkeit der Züge 7 und 8 Meilen in der Stunde übersteigt, heute genügt ein Oberbau mit Holzschwellen, der nur für eine kurze Zeit Sicherheit bietet, dann aber immer schlechter und schlechter wird, nicht mehr.

Heute ist es nothwendig, einen Oberbau zu besitzen, der nicht nur einige Jahre, sondern mindestens einige Jahrzehnte unverändert dauert.

Sie sehen, meine Herren, dass vier gewichtige Factoren: das Interesse der National-Oekonomie, das der Bahngesellschaften, das der Eisen-Industrie und endlich das Interesse des die Eisenbahn benützenden Publicums unbedingt die Einführung des eisernen Oberbaues verlangen.

Die Frage der Einführung des eisernen Oberbaues ist durchaus keine neue mehr; sie ist mindestens drei Jahrzehnte alt.

Der Ingenieur, der sich daher mit dem eisernen Oberbau beschäftigt, findet bereits ein reichliches Material vor, welches er benützen kann.

Ganz besonders hat der Verein deutscher Eisenbahn-Verwaltungen in seiner Vereins-Zeitschrift die Frage der Einführung des eisernen Oberbaues seit mehreren Jahren mit einer solchen Gründlichkeit behandelt, dass jedem Fachmanne Gelegenheit geboten war, die Vortheile sowie die Nachteile aller bis jetzt bestehenden und angewendeten Oberbau-Systeme vollständig kennen zu lernen, und derselbe kann daher, ich betone dies ganz besonders, bei der Aufstellung neuer Systeme schon kurze Zeit nach deren prakti-

schen Erprobungen einigermaassen mit Bestimmtheit darauf rechnen, ob sich diese Systeme in der Folge bewähren werden.

Es würde den Rahmen eines Vortrages weit überragen, wollte ich alle projectirten oder probirten Oberbau-Systeme anführen und erklären, ich muss mich darauf beschränken, die bis jetzt existirenden und in der Praxis eingeführten Oberbau-Systeme in der Weise zu besprechen, dass ich dieselben in einzelne Gruppen eintheile, von jeder Gruppe ein System erwähne, von demselben das Charakteristische hervorhebe und ganz besonders auf die Mängel, welche dem Systeme anhaften, aufmerksam mache. Ich werde mir erlauben, hiernach ein von mir vorgeschlagenes Oberbau-System vorzutragen.

Man kann die Oberbau-Systeme in folgende fünf Gruppen eintheilen: in solche mit isolirten Unterlagen, in eintheilige, in zweitheilige mit Langschwellen, in zweitheilige mit Querschwellen und in drei- oder mehrtheilige Systeme.

Als Beispiel der ersten Gruppe, welches, wie gesagt, alle Systeme umfasst, bei welchen die einzelnen Unterlagen für die Schienen auf jeder Seite des Schienenstranges von einander ganz isolirt sind, führe ich das System Griffin an.

Die Schienen werden mit Keilen an den gusseisernen Unterlagen, die Glocken oder Calotten genannt werden, befestigt. Die einzelnen Glocken werden mit Querstangen miteinander verbunden. Der Schotterkörper füllt den hohen Raum der Calotten aus und erhöht hiedurch deren Tragfähigkeit, während der ausserhalb der Glocken an diese sich anschmiegende Schotter in Gemeinschaft mit dem innerhalb befindlichen, eine Verschiebung der Glocken zu verhindern hat.

Dieses System (sowie überhaupt dem ähnliche) wurde in tropischen Ländern, wie Algier, Egypten, Indien, Australien etc., bei welchen als Bettungs-Materiale feiner Sand genommen werden musste, vielfach angewendet und hat in holzarmen Gegenden, für Bahnen mit geringem Verkehr, auf welchen Züge mit geringer Geschwindigkeit verkehren, und in Ländern, bei welchen ein Springen der gusseisernen Unterlagen durch den Frost nicht zu befürchten ist, ganz gute Dienste geleistet.

Die Nachtheile dieses Systems sind: die leichte Zerbrechlichkeit der Glocken, die Abhängigkeit von einem für Einzelunterlagen geeigneten Bettungsmateriale, die geringen Auflagflächen, welche die Unterlagen dem Schotterkörper darbieten, und welche dieses System für Bahnen, auf welchen Züge mit grösserer Geschwindigkeit verkehren, unbrauchbar macht.

Zur zweiten Gruppe gehören die eintheiligen Systeme. Das sind solche, bei welchen der ganze Oberbau auf jedem Schienenstrange nur aus einem Stücke besteht. Als Beispiel führe ich das System Hartwich an. Kräftige hohe Schienen werden zur Bildung des Schienenstranges verwendet. Die Schienen sind miteinander durch starke Laschen verbunden, die beiden Schienenstränge selbst aber durch Verbindungsschrauben, auch Spurbolzen genannt, miteinander zusammengehalten.

Die Schienen liegen auf einer, früher festgestampften, entsprechend starken Kiesbettung und sind bis zum Kopfe vollständig im Schotter eingebettet.

Die ersten Probelegungen, die mit diesen Oberbau-Systemen in Deutschland gemacht wurden, ergaben in der ersten Zeit so günstige Resultate, dass die Direction der Rheinischen Eisenbahnen und der Cöln-Mindener Bahn mehrere Meilen Bahnlänge mit Hartwich'schen Schienen legen liessen, und auch die Direction der württembergischen Staatsbahnen sich entschloss, eine grössere Probelegung mit diesem Systeme vorzunehmen. Aber gar bald traten die Mängel dieses Systems in so hohem Grade zu Tage, dass dasselbe vollständig verworfen wurde.

Die zur Verwendung gelangten Eisenschienen hatten in Folge des schwer zu walzenden Profils viele Schweissfehler und gelangten verhältnissmässig sehr rasch zur Auswechslung.

Die Erhaltung der Bahn war ganz besonders in Bezug auf ihre Höhenlage bei dem Zusammenstoss der Schienen trotz der sehr starken Laschenverbindung sehr schwierig, und wurden demzufolge die Köpfe der Schienen sehr stark in Anspruch genommen.

Das Auswechseln einer solchen hohen, ganz im Schotterkörper eingebetteten Schiene war namentlich im Winter mit bedeutenden Schwierigkeiten und grossen Kosten verbunden.

Die beiden Schienenstränge lagen trotzdem, dass sie bis zum Kopfe im Schotter waren nicht fest genug, so dass auch die Sicherheit des Betriebes gefährdet war.

Während beim Hartwich-System der Oberbau aus einem Hauptstück besteht, wendet Hilff ein zweitheiliges Langschwelen-System an, welches ich als Beispiel der dritten Gruppe hier besprechen will.

Die Schienen liegen ihrer ganzen Länge nach auf eisernen Langschwellen, die von Zeit zu Zeit durch eiserne Querschwellen von demselben Querschnitte und die Schienen selbst durch Spurbolzen miteinander verbunden sind.

Die Verbindung zwischen Schienen und Schwellen geschieht durch Klemmplatten und Schrauben.

Das Hilff'sche System ist gegenwärtig in Deutschland dominirend und gelangt daselbst auf vielen Bahnen in grossem Maassstabe zur Anwendung.

Trotz der grossen Verbreitung, welche das System Hilff in Deutschland gefunden, und trotz der zahlreichen Anhänger, welche es besitzt, vertrete ich doch in Gemeinschaft mit sehr vielen Fachgenossen die Ansicht, dass die Anwendung von eisernen Langschwellen im Principe nicht richtig ist, und würde ich deren Einführung nicht befürworten.

Sie wissen, meine Herren, dass die ersten Eisenbahnen fast alle hölzerne Langschwellen hatten. Man ist aber gar bald von den Langschwellen ab- und auf Querschwellen übergegangen. Bei allen Langschwellen, ob dieselben von Holz oder Eisen sind, bilden die beiden Stränge zwei von einander ganz getrennte Theile, die nur in grossen Zwischenräumen mit einander verbunden sind. Mag daher der eine Strang noch so fest liegen, es kann doch der zweite Strang durch irgend eine äussere Ursache verschoben werden, ohne dass er von dem ersten hieran gehindert wird.

Um nun Verschiebungen zu vermeiden, müssen die eisernen Langschwellen sehr breit und stark gemacht werden,

wodurch deren Anschaffung mit bedeutenden Kosten verbunden ist. Man sagt allerdings, dass durch den Umstand, dass die Schienen ihrer ganzen Länge nach unterstützt sind, dieselben viel leichter gemacht werden können, als wie für Querschwellen, und hierin ein Ersparniss erzielt werden kann. Aber dieses Ersparniss ist nur ein fictives. Bekanntlich existirt bei den Schienen ein vorgeschriebenes Minimum der Kopfbreite. Eine Verringerung dieser Kopfbreite geschieht unstreitbar auf Kosten der Fahrbetriebsmittel. Ebenso ist auch die Stegstärke und Fussbreite begrenzt. Wird der Steg zu schwach gehalten, dann ist die Fabrication der Schienen eine schwierige und kommen Verbiegungen derselben bei gelegten Geleisen sehr leicht vor. Die Anwendung zu schwacher Schienen kann daher keinesfalls empfohlen werden, und in der That wenden fast alle deutschen Bahnen, die Langschwellen eingeführt, ihre alten schweren Schienenprofile auch fernerhin an.

Kommen, was doch bei Bahnen und namentlich bei neueren Bahnen unvermeidlich ist, Setzungen im Unterbau vor, so werden diese eine Verbiegung der eisernen Langschwellen zur unausbleiblichen Folge haben, und eine einmal verbogene Langschwelle ist nur sehr schwer und mit grossen Kosten wieder gerade zu richten.

Die eisernen Langschwellen haben aber auch noch den Nachtheil, dass sie eine successive Auswechslung der meist existirenden hölzernen Querschwellen nicht gestatten, und dass deren Einführung bei stark befahrenen Bahnen mit sehr grossen Schwierigkeiten und Auslagen verbunden ist.

Wir gelangen nun zur vierten Gruppe, welche die zweitheiligen Oberbau-Systeme mit eisernen Querschwellen umfasst.

Von den bis jetzt existirenden hat die grösste Verbreitung das System Vautherin gefunden.

Das Profil der Vautherin-Schwellen ist ähnlich dem der gewöhnlichen Holzschwellen. Die Eisenschwellen haben eine möglichst grosse Basis, hingegen ist die Auflagefläche für die Schienen reducirt. Die Befestigung der Schienen mit den Schwellen geschieht durch Keile.

Der Schotterkörper füllt den ganzen Raum der Schwellen aus, wodurch die Schwellen ziemlich leicht gehalten werden können.

Durch die Reibung des innen und aussen an der Schwelle anliegenden Bettungs-Materials ist eine Verschiebung der Schwelle in der Richtung der Bahnaxe verhindert. Dieses System hat seine grösste Verbreitung in Frankreich gefunden, wurde aber auch in Belgien, Holland, Deutschland, dann Egypten und Algier vielfach angewendet.

Aber auch dieses System ist nicht ohne Mängel.

Die Verbindung der Schienen mit den Schwellen ist eine mangelhafte.

Es bedarf immer eine geraume Zeit, bis die Keile satt an den Schienen und Schwellen anliegen und nicht mehr lose werden.

Der Schotter innerhalb der Schwellen ist in der ersten Zeit nicht so consolidirt, um den leeren Raum der Schwellen vollständig auszufüllen, weshalb die Schwelle selbst tragen

muss und daher Verbiegungen der Schwellen sehr leicht vorkommen können. Gegen seitliche Verschiebung der Schwelle ist nicht vorgesorgt.

Der Schotterkörper kann sehr leicht bei den Schwellenköpfen herausgedrückt werden, wodurch gerade diejenigen Theile der Schwellen, auf welchen die Schienen liegen, und die am meisten in Anspruch genommen werden, am wenigsten zu tragen haben. Aus diesen genannten Ursachen sind die Erhaltungskosten dieses Oberbau-Systems in der ersten Zeit ziemlich kostspielig.

Die Schwellen bieten ferner den Schienen nur eine kleine Auflagefläche, was gleichfalls für die Erhaltung des Oberbaues sehr ungünstig wirkt.

Wir gelangen nun zur fünften und letzten Gruppe, welche das drei-, und mehrtheilige Oberbau-System umfasst.

Diese Systeme beruhen alle mehr oder minder auf dem Princip, den der Abnutzung am meisten ausgesetzten Theil des Oberbaues, das ist die Schiene, möglichst einfach und billig zu erzeugen, und den übrigen Theil des Oberbau-Systems zweckentsprechend zur Befestigung dieser Schienen herzustellen.

Als Beispiel hiefür nehme ich das System Köstlin und Battig an.

Die Schienen haben ausser dem Kopfe nur einen ganz kurzen Steg. Der ganzen Länge der Schiene nach wird dieselbe auf beiden Seiten durch eiserne Langstücke getragen, die miteinander und mit dem Stege der Schienen durch Schrauben verbunden sind. Ausserdem werden die so gebildeten Schienenstränge durch Querstücke befestigt.

Diese und ähnliche Systeme gelangten auf mehreren deutschen Bahnen, in Sachsen, Württemberg, Braunschweig, Hannover u. s. w., zur Ausführung.

Die Mängel des Systems sind: Den Schienen fehlt die gute, solide Auflage, welche die breitbasigen Schienen haben, und die eine sehr leichte einfache Verbindung zwischen Schienen und Schwellen gestatten. Das System erfordert eine sehr exacte, in der Praxis oft gar nicht durchführbare Montirung. Die Vorrichtung für die Dilatation der Schienen ist mangelhaft.

Ein derartiger Oberbau erfordert ein vollständiges Verwerfen der bis jetzt fast ausschliesslich angewendeten breitbasigen Schienen. Das Einlegen dieses Oberbaues ist bei stark befahrenen Bahnen mit bedeutenden Schwierigkeiten verbunden.

Erlauben Sie mir nun, meine Herren, dass ich Ihnen ein neues von mir vorgeschlagenes Oberbau-System vortrage, welches zur 4. Gruppe, zur Gruppe der Querschwellen-Oberbau-Systeme gehört. Siehe Blatt 8.

Ich habe mich bemüht, bei demselben alle bekannten Fehler der Querschwellen-Systeme zu vermeiden.

Es wird ein Profil angewendet, welches nach dem Ausspruch erfahrener Hütten-Techniker sehr leicht zu walzen ist, den Schienen eine genügend grosse Auflagefläche bietet, und eine gute, zweckentsprechende und schon vielfach angewendete Verbindung zwischen Schiene und Schwelle zulässt.

Diese Verbindung mit Schrauben und Klemmplatten ist stets leicht zugänglich und kann nach Belieben jederzeit gelöst und wieder befestigt werden.

Das Profil lässt sich sehr leicht mit den gewöhnlichen für Holzschnellen angewendeten Krampen mit dem Bettungs-Materiale unterstopfen.

Die gewalzten Schnellen werden an beiden Enden abgebogen, wodurch erreicht wird, dass der ganze Schotter, welcher unter den Schnellen zu liegen kommt, nicht nur zum Tragen der Schnellen dient, sondern ausserdem auch eine seitliche Verrückung der gelegten Schnellen verhindert.

Durch diese Abbiegung wird ferner bezweckt, dass die Schnellen an den Theilen, an welchen sie tragen sollen, tragfähiger werden.

In Folge der Abbiegung der Eisenschnellen wird der ganze Schotter vor den Schnellenköpfen überflüssig, und kann auch in den meisten Fällen das Unterbau-Planum bei neu zu erbauenden Anlagen bedeutend reducirt werden, eine Aufgabe, deren Lösung bekanntlich seit längerer Zeit von vielen Eisenbahn-Ingenieuren angestrebt wird.

Zur Verhinderung einer Verschiebung der Schienen verwende ich für uneingeklinkte Schienen kleine, an den Laschen anstossende Winkelpfättchen, wodurch die Anwendung von Winkellaschen entfällt.

Ein Losewerden der Schraubenmuttern wird durch eigenthümliche Arretirungs-Pfättchen (Patent Bansen und Lazar) hintangehalten, bei welchen das Drehen der Pfättchen selbst durch eine Rippe, die in eine Nut der Unterlagen eingreift, verhindert wird, während durch ein geringfügiges Aufbiegen eines beliebigen Eckes der Pfättchen die Schraubenmuttern sich nicht ausdrehen können.

Wird dieses Oberbau-System bei neuen Bahnen angewendet, so werden ausser den Holzschnellen auch alle Unterlagsplatten, Spurbolzen und Winkellaschen überflüssig; der Bedarf an Bettungs-Materiale wird auf die Hälfte des Bedarfes für Holzschnellen reducirt, da nicht nur der Schotter vor den Schnellenköpfen entfällt, sondern ausserdem auch der Schotterkörper zwischen den Schnellen bedeutend geringer wird; die Schienenennägel werden durch kleine Schrauben und Pfättchen ersetzt, und in den meisten Fällen werden bedeutende Ersparnisse der Kosten des Unterbau-Planums durch Reducirung der Kronenbreite gegenüber den bis jetzt meist angewendeten Kronenbreiten sich erzielen lassen.

Werden alle diese Factoren berücksichtigt, so gelangt man zu dem Schlusse, dass die ersten Bahn-Anlagekosten bei Anwendung eiserner Schnellen in manchen Fällen nur unbedeutend höher, in manchen sogar niedriger sein werden, als die für Holzschnellen.

Aber auch für die bestehenden Bahnen ist dieses Oberbau-System schon billiger als das mit Holzschnellen, da in Folge der sehr langen Dauer der Eisenschnellen und der äusserst geringen Erhaltungskosten des Oberbaues mit Eisenschnellen die allenfalls grösseren Mehrauslagen gegenüber den Holzschnellen in kürzester Zeit durch die aus den erwähnten Gründen erzielten Ersparnisse reichlich eingebracht werden.

Als besten Beweis der Billigkeit dieses Oberbau-Systems theile ich Ihnen, meine Herren, mit, dass bereits mehrere Eisenwerke sich bereit erklärten, die Lieferung dieser Eisenschnellen an die Bahn-Gesellschaften unter den Bedingungen

zu übernehmen, dass diese dem Werke dieselben Auslagen bezahlen, welche durch die Anwendung von Holzschwellen erwachsen.

Dank der günstigen Beurtheilung, welche mein Oberbau-System in Fachkreisen gefunden, und Dank der Unterstützung, welche mir von Seiten der Eisen-Industrie und ganz besonders der österreichischen Eisen-Industrie zu Theil wurde, bin ich heute in der Lage, dem Vorerwähnten noch Folgendes anreihen zu können.

Schwellen, nach meinem Systeme aus Blech- und Winkeleisen hergestellt, unter thunlichster Einhaltung der von mir vorgeschlagenen Dimensionen, haben bis jetzt in Oesterreich folgende fünf Werke angefertigt:

Die Prager Eisen-Industrie-Gesellschaft,
der Prager Eisenhütten-Verein,
die Freiherr von Rothschild'schen Eisenwerke in Witkowitz,

die Steierische Eisen-Industrie-Gesellschaft in Zeltweg und

die Hüttenberger-Gewerkschaft in Prevali.

Die nöthigen Walzen und Vorrichtungen zur Fabrication dieser Schwellen haben die Ternitzer Walzwerks- und Bessemer-Fabrications-Gesellschaft bereits vorrätzig, so dass in Ternitz solche Eisenschwellen jederzeit gewalzt werden können und auch schon gewalzt wurden; ferner haben die Freiherrl. von Rothschild'schen Eisenwerke diese Walzen bereits in Arbeit.

In Deutschland hat sich die Königin Marien-Hütte in Cainsdorf in Sachsen zur Anfertigung der Walzen für diese Eisenschwellen und zur Uebernahme von Probebestellungen bereit erklärt.

Seit längerer Zeit liegen Schwellen nach diesem Systeme: auf zwei Stellen der Strecke Nürschan-Hermannshütte in Böhmen, auf einem Geleise der Turnau-Kralup-Prager Bahn, auf dem Franz Josef-Bahnhofe in Prag, auf dem Rangir-Bahnhofe in Witkowitz.

Die erste Probelegung hat am 9. Mai d. J. stattgefunden.

Die Schwellen wurden in den grössten vorkommenden Steigungen und in den schärfsten Curven gelegt und liegen überall in mit schweren Maschinen stark befahrenen Geleisen.

Bis jetzt haben sich alle Probelegungen vollständig bewährt, und sind gar keine wie immer genannte Nacharbeiten bei dem gelegten Oberbau nothwendig gewesen.

Diese günstigen Resultate haben bereits mehrere in- und ausländische Eisenbahn-Gesellschaften bestimmt, mit Eisenwerken bezüglich der Lieferung solcher Eisenschwellen in Unterhandlung zu treten.

Erlauben Sie mir, meine Herren, dass ich zum Schlusse noch die Frage erörtere, ob es denn an der Zeit sei, auch bei uns in Oesterreich den eisernen Oberbau einzuführen.

Ich muss diese Frage auf das entschiedenste bejahen, und Sie werden mir, meine Herren, gewiss beistimmen, dass in dieser so wichtigen Sache, deren glückliche Lösung für unsere Eisen-Industrie einen ebenso grossen Werth hat als der Bau einiger Hundert Meilen Eisenbahnen, bei uns viel zu wenig geschehen ist.

Auch bei uns in Oesterreich ist in vielen Kronländern der Preis des Holzes ausserordentlich hoch, auch bei uns ist es dringend nöthig, für die Schonung der Wälder Sorge zu tragen. Auch bei uns haben die Eisenbahn-Gesellschaften viele Millionen von Gulden in alten unbrauchbaren Schienen nutzlos vergraben.

Warum sollen denn unsere Eisenbahn-Gesellschaften, die jahraus jahrein viele Tausende Gulden für die Erhaltung und Erneuerung Ihres Oberbaues ausgeben, nicht auch einige Hunderte Gulden dazu verwenden, um sich von dem Werth des einen oder des anderen Eisen-Oberbausystems aus eigener Anschauung die nöthige Ueberzeugung zu verschaffen.

Warum sollen denn unsere Eisenbahn-Gesellschaften nicht auch das Ihrige beitragen zur Erhaltung und Neubelebung unserer Eisen-Industrie.

Ein grosser Theil der Eisenwerke lebt von den Eisenbahnen, aber lebt nicht auch ein grosser Theil der Eisenbahnen von der Industrie? Bedingt nicht jeder Centner fertiger Waare die Verfrachtung vieler Centner von Rohproducten und Brennstoff-Materials?

Warum diese Scheu vor der Anwendung der Eisenschwellen bei uns in Oesterreich? So gut, wie die vielen Tausende halbverfaulte Schwellen, die heute in unsern Bahnen liegen, so gut wird gewiss jede Eisenschwelle sein.

Auf allen andern Gebieten der Technik sehen wir in ausgiebigster Weise die Verwendung des Eisens. Kein Architekt kann heute mehr des Eisens entbehren, jede Weltausstellung brachte uns ein neues grossartiges Meisterwerk der Anwendung des Eisens zu Hochbauten. Alle Holzbrücken, auch in uncultivirten Ländern, müssen den Eisenbrücken weichen. Die Donau-Regulirung hat auch die letzten grossen Holzwerke in der Nähe unserer Residenz zerstört; kurz überall siegt das Eisen über das Holz, nur bei den Eisenbahnen hat das Eisen beim Oberbau noch nicht das Holz verdrängt.

Es ist noch nicht so lange her, als die Ansicht verbreitet war, für die meisten österreichischen Bahnen kann sich die Anschaffung von Bessemer-Schienen nicht lohnen, und doch gibt es heute in Oesterreich fast keine Bahn mehr, die andere als Bessemer-Schienen nehmen würde, und mit der grossen Verwendung dieser Schienen ist auch der Preis derselben immer niedriger geworden, so dass dieselben heute billiger als früher Eisenschienen gezahlt werden. Ebenso wird es mit dem eisernen Oberbau gehen. Eine verhältnissmässig geringe Verwendung eiserner Schwellen wird vollständig genügen, um denselben in der kürzesten Zeit überall auf allen Bahnen Eingang zu verschaffen.

Ich schliesse mit dem Wunsche, neuerdings in unserem Verein die Frage der Einführung des eisernen Oberbaues in Oesterreich angeregt zu haben. Der österreichische Ingenieur- und Architekten-Verein ist berufen, in dieser hochwichtigen Angelegenheit in entsprechender Weise die Initiative zu ergreifen, und ich bin überzeugt, dass es uns mit vereinten Kräften gelingen wird, eine Aufgabe zu lösen, für deren glückliche Lösung uns das Land, die Eisenbahnen und die Eisen-Industrie immer zu Dank verpflichtet bleiben werden.

Wir geben nun auch die Discussion, welche diesem Vortrage folgte.

Herr Prof. Winkler: Ich möchte mir erlauben, dem Vortrage des Herrn Lazar einige Worte hinzuzufügen. Es ist jedenfalls sehr erfreulich, dass man endlich auch in Oesterreich anfängt, den eisernen Oberbau zur Durchführung zu bringen; — allein gegen das vorgeschlagene System hätte ich doch etwas einzuwenden. Es wurde zunächst von Herrn Lazar gesagt, dass das Querschwellen-System entschieden den Vorzug vor dem Langschwellen-System habe. — Ich bin der gegen-theiligen Meinung. Ich will meine Gründe hier nicht vollständig zur Ausführung bringen, da hiezu der heutige Abend kaum hinreichen würde.

Es müsste dabei natürlich sehr weit ausgeholt werden, und eine oberflächliche Behandlung würde nichts nützen. — Aber gegen den Grund, welcher von Herrn Lazar vorgeführt wurde, muss ich doch etwas einwenden. Herr Lazar führt als einzigen Grund für das Querschwellen-System an, dass der Druck besser vertheilt werde. Dieser Ansicht sind sehr Viele, — ich bin dieser Ansicht nicht. Denken wir uns, dass sich der Schotter auf der einen Seite lockere oder senke, so wird die Querschwelle so gut wie die Langschwelle auf der einen Seite niedergedrückt ja die Langschwelle überbrückt die betreffende Stelle, was die Querschwelle nicht kann. Den einzigen Grund, der gegen die Langschwellen angeführt wurde, kann ich demnach nicht als stichhältig anerkennen. Ich will auch nicht weiter über das Langschwellen-System sprechen, sondern über das vorgeschlagene Querschwellen-System; ich will dabei annehmen, es handle sich durchaus nur um das Querschwellen-System. Es sind sehr verschiedene Querschnittformen für die Querschwellen in Vorschlag gebracht worden; das von Herrn Lazar vorgeschlagene System ist bereits von einem österr. Ingenieur, Herrn Steinmann im Jahre 1863 in Vorschlag gebracht worden; nur hat Herr Lazar die kleinen Seitenrippen und die Biegung hinzugefügt; die letztere ist vollständig neu. Man hat auch später dieses Querprofil schon versuchsweise in Belgien angewendet; mir ist aber nicht bekannt, welche Resultate damit erzielt wurden. Indess verschiedene Ingenieure sprachen sich ungünstig über dieses System aus, und ich muss dies ebenfalls. Eine Hauptbedingung bei den Schwellen ist die feste Unterlage; die Unterlage aber ist nur dann fest, wenn die Basis in eine entsprechende Tiefe gelegt wird. Die oberen Schichten des Schotters haben nicht die gehörige Festigkeit; sie lockern sich ungemein leicht durch die Erschütterungen und durch Frost. Es ist zwar seitlich eine kleine Rippe angebracht; aber der Schotter wird dennoch seitlich ausweichen. Diese Erfahrung hat man schon bei den übrigen Querschwellen-Systemen gemacht, und man sollte diese Erfahrungen nicht so ohne Weiteres ignoriren. Den T förmigen Querschnitt halte ich hiernach für den ungeeignetsten, abgesehen von der ungünstigen Form, hinsichtlich der Festigkeit. Das Querprofil der Vautherin-Schwellen ist viel geeigneter; die Basis ist hier tiefer gelegt, und die Seitenbacken schliessen den Schotter ein, so dass der eingeschlossene Schotter gleichsam einen integrierenden Theil der Schwelle bildet, weil er nicht seitlich ausweichen kann. Es zeigte sich allerdings ein Ausweichen des Schotters an den Enden, jedoch lässt sich dieser Uebelstand durch Schliessen der Enden und Vorlegen grösserer Steine beseitigen.

Herr Lazar will ferner eine Seitenverschiebung des Oberbaues durch Abwärtsbiegen der Schwellenenden verhindern; er glaubt, die seitlich von den Schwellen liegenden Schotterprismen oder Banquets weglassen zu können. Hiergegen ist erstens zu bemerken, dass diese Seitenbanquets überhaupt sehr wenig zur Verhinderung der Seitenverschiebung beitragen, wie Versuche und Erfahrung gelehrt haben, dass also aus diesem Grunde die Banquets sowohl, als die Umbiegungen der Lazar'schen Schwellen weggelassen werden könnten. Allein die Banquets sind aus anderen Gründen nöthig und können deshalb auch trotz der Umbiegung der Schwellen nicht weggelassen werden.

Das Banquet dient hauptsächlich dazu, den Schotter gewissermassen einzugrenzen, ein Widerlager zu bilden; er würde sonst durch die Erschütterungen seitlich ausweichen. Dass von Zeit zu Zeit die Schwelle herabgeht, hindert den Schotter durchaus nicht am Ausweichen. Ausserdem soll aber auch das Banquet das schnelle Umschlagen der Wagen bei Entgleisungen verhüten; viele Entgleisungen sind ohne schreckliche Folgen geblieben, was vielleicht nicht der Fall gewesen wäre, wenn die Räder sofort nach dem Verlassen der Schienen auch das horizontale Planum verlassen hätten.

Nach allem dem kann ich den Lazar'schen Oberbau nicht empfehlen und erscheint es weder im Interesse der Eisenbahnverwaltungen noch in dem der Eisenwerke, mit diesem Systeme Versuche anzustellen.

Es thut mir leid, dass ich mich in diesem Sinne aussprechen muss, aber ich glaube, es soll Keiner von uns zurückhalten, seine Meinung offen auszusprechen. Sollte ich eines Besseren durch die Erfahrung belehrt werden, so werde ich der Erste sein, der sagt, ich habe mich in diesem Punkte getäuscht.

Herr Ober-Inspector Hohenegger: Ich kann mich den entschiedenen Aeusserungen des Herrn Prof. Winkler nur anschliessen, und ich gestehe, dass ich ihm in allen Punkten vollständig Recht geben muss. Ich bin der Ansicht, dass das neue Profil eine Verschlechterung des Vautherin'schen ist; das letztere hat im verticalen Sinne eine etwa doppelte Tragfähigkeit bei gleicher Masse. Ich bin der Ansicht, dass die Lazar'schen Schwellen sich als schlecht erweisen werden, und dass Herr Lazar einen Fehler begeht, indem er ein solches System in die Oeffentlichkeit bringt und Versuche macht; ich glaube, dass er den eisernen Oberbau durch solche Versuche nur misscreditiren wird.

Wenn er seinen Querschwellen eine solche Stärke gibt, dass sie hinreichend ist, so wird er von selbst darauf kommen, dass das Eisen viel besser ausgenützt wird, wenn es im Langschwellen-System in Verwendung kommt. Und das muss jeder Techniker sagen, dass das Langschwellen-System weitaus mehr Vortheile bietet, als das Querschwellen-System. Ich nehme nur einen einzigen Fall. Es werden heute fast ausschliesslich nur Stahlschienen verwendet. Die Stahlschienen haben den Nachtheil, dass in der grossen Fabrication hie und da eine Charge geliefert wird, die zu hart ausfällt. Diese Schienen bekommen oft schon bei der Fabrication Risse, die dem übernehmenden Beamten nicht bemerkbar sind, sie brechen dann, und nehmen Sie den Fall an, es breche eine Schiene bei dem Querschwellen-System, so geschieht das grösste Unglück. Wenn man das Langschwellen-System anwendet, und es bricht eine Schiene, so ist fast gar keine Gefahr. Im Uebrigen hat Herr Prof. Winkler so ziemlich die Sache klar gelegt.

Herr Director Köstlin: Ich glaube, es wäre die Preisfrage auch noch zu discutiren, und möchte ich den Herrn Erfinder dieser Schwellen fragen, welches Gewicht denn eine Schwelle hat?

Herr Lazar: Circa 80 Zoll-Pfund.

Herr Director Köstlin: Das ist freilich etwas wenig, aber selbst diese 80 Pfund können gar nie, ausser wenn das Werk ein Opfer bringen will, um über die schlechten Zeiten hinwegzukommen, zum Preise der hölzernen Querschwellen gemacht und geliefert werden.

Ich möchte nur gegen dieses Moment etwas erwähnen, weil es speciell durch die Zuschrift des Vereines der Eisen-Industriellen den Anschein gewinnen könnte, als ob diese Schwellen jeder Zeit, nicht bloss heute, sondern über Jahre hinaus zu dem Preise der Holzschwellen geliefert werden könnten, und das ist doch unmöglich der Fall.

Herr Lazar: Das ist ein Missverständniss. Ich werde mir erlauben, auf die Einwendungen, die gegen mein projectirtes System gemacht worden sind, auch einige Bemerkungen anzuführen. Was die Bemerkung des Herrn Prof. Winkler anbelangt, dass das System schon vor zehn Jahren vorgeschlagen worden ist, so glaube ich, dass dies doch auf einem kleinen Irrthume beruht. Steinmann hat einen T-Träger vorgeschlagen, aber ohne meine Seitenrippen. Mit demselben Rechte könnte man sagen, dass auch die Langschwellen des Hilfschen Systems T-Träger seien, denen man auf beiden Seiten Abbiegungen gegeben habe.

Ich halte diese Abbiegungen für ein Charakteristikon meines Systems, sowohl die eine nach dem Profil, als die andere nach der Länge.

Ich will die Herren nicht ermüden, alle weiteren Einwendungen nochmals zu widerlegen, und erlaube ich mir nur zu bemerken, dass in einer Conferenz deutscher Eisenbahn-Ingenieure, die in Berlin am 1. November 1873 gehalten worden ist, ein ähnliches, wenn auch nicht Meidenhauer vorgeschlagen wurde, und in dieser Versammlung wurde einstimmig anerkannt, dass dieses Profil zur Ausführung vorzüglich geeignet sei. Die Frage, ob mein System zu verwerfen ist, ohne damit eingehende Versuche zu machen, kann daher meiner Ansicht nach

nicht hier in einem Saale entschieden werden, sondern gewiss nur in der Praxis. Ich bemerke endlich, dass Versuche mit meinem System gemacht worden sind unter vollständiger Einhaltung der Breiten- und Tiefen-Dimensionen. Bis jetzt haben diese Versuche gezeigt, dass alle angeführten Bedenken, sowohl die des Herrn Prof. Winkler, als auch die des Herrn Ober-Inspector Hohenegger nicht stichhältig sind.

Herr Schwind: Ich möchte einige Momente anführen, die zu Gunsten dieses Systems sprechen. Wenn man den bestehenden Oberbau betrachtet, so wird man finden, dass meistens zwischen Schotter und Schwelle ein Zwischenraum ist. Das führt zu der Ueberzeugung, dass der Schotter neben dem Schwellenkopf nicht sein muss, um die Schiene in ihrer Lage in Bezug auf eine Querverschiebung zu erhalten, dass also vielleicht in Bezug auf dieses System die Abbiegung unnötig sei; andererseits aber, dass sich die Schwelle in Bezug auf seitliche Verschiebungen besser halten wird, als man vermuthet. Ich habe zu viel Respect vor der Reibung, um zu glauben, dass der Schotter, welcher unter der Schwelle liegt, so ohne Weiteres hinausgedrückt werden könnte. Ein zweiter Vortheil liegt in dem leichten Unterkrampen der Querschwellen; der Schotter unter der eisernen Schwelle kann viel besser unterhalten werden als unter der hölzernen Querschwelle, wo eine Aufkrampfung von 15–20^{cm} nothwendig wird, und durch die nächstliegende Schwelle das Einhauen des Schotters erschwert wird. Ein weiterer Vortheil ist die leichte Auswechselbarkeit mit den bestehenden Systemen. Wir haben fast lauter Bahnen mit Querschwellen; diese Bahnen werden nicht auf einmal in der Lage sein, ihr Querschwellen-Material wegzuerwerfen, sondern sie werden in der Weise zum eisernen Oberbau vielleicht übergehen können, dass sie die verfaulten hölzernen Querschwellen beseitigen und durch eiserne Schwellen ersetzen. Der Uebergang zum eisernen Oberbau dürfte durch dieses System bedeutend erleichtert sein. Endlich habe ich noch einen Vortheil dieses Systems gefunden, wenigstens scheint es mir einer zu sein, der darin besteht, dass auf stark befahrenen Strecken oder Steigungen der Oberbau zu verstärken ist, ohne andere Schienen anwenden zu müssen. In verschiedenen neuen Concessions-Urkunden ist eine grössere Stärke der Schienen bei grösseren Steigungen vorgeschrieben. Hier kann die Verstärkung leicht durch blosses Aneinanderrücken der Querschwellen bewirkt werden.

Herr Prof. Winkler: Ich kann aus den Bemerkungen des geehrten Herrn Vorredners nicht erkennen, dass sie zu Gunsten des neuen Systems sprechen, sondern nur für das Querschwellen-System überhaupt. Der letzt angeführte Grund gilt sogar für Holzschwellen; man kann doch die Holzschwellen auch näher rücken, wie es vielfach geschehen ist.

Herr Schwind: Ich bin allerdings im Ganzen auch nicht mit dem System einverstanden und glaube das auch im Anfange bemerkt zu haben, dass ich zu viel Respect vor der Reibung habe, um die Biegung für nothwendig zu halten. Aber ich begrüsse dieses System mit Vergnügen, weil es der Anfang zum eisernen Oberbau werden zu können verspricht, und die Werke, die sich heute so opferwillig zeigen, 2000 Stück solcher Schwellen zu einem so niedrigen Preise liefern zu wollen, eine Aufmunterung verdienen.

Herr Ingenieur Lazar: Ich möchte mir erlauben, noch auf die Bemerkung des Herrn Köstlin zurückzukommen und gleichzeitig auch zu den Worten, die der geehrte Herr Vorredner eben jetzt gesprochen hat, eine kleine Erläuterung in Betreff des Schreibens zu geben, welches der Verein der Montan-Industriellen an unseren Verein gerichtet hat. So weit ich die Sache auffasse, bezieht sich dieses Schreiben darauf, dass eben das Werk jeder Bahn den Beweis liefern will, dass mein eisernes Querschwellen-System nicht theurer kommt, als das gewöhnliche Holzschwellen-System; es ist aber durchaus nicht damit gesagt, dass das Werk um den Preis einer Holzschwelle eine eiserne Schwelle liefern will, denn wenn ich eine eiserne Schwelle einführe, muss ich die Dauer und die Erhaltung in Anrechnung bringen. Das Werk hat, nachdem es sich überzeuget, dass beispielsweise die verschiedenen Probelegungen durch circa $\frac{1}{2}$ Jahr gar keine Auslagen für die Bahnerhaltung gemacht haben, sich bereit erklärt, diese Concession, nämlich die Lieferung der Eisen-schwellen an den einzelnen Bahnen um die bei Anwendung von Holzschwellen erwachsenden Auslagen, welche sich aus den Anschaffungs- und Erhaltungskosten der Holzschwellen zusammensetzen, zu übernehmen; und zwar nur deshalb, um den Beweis zu liefern, dass das System in der Praxis ein- und durchführbar ist.

Herr Wolff: Die Herren haben die Frage vom technischen Standpuncte beleuchtet, welches System, ob das Langschwellen-, ob das Querschwellen-System, das beste ist. Die Frage des eisernen Oberbaues selbst scheint zu Gunsten der Sache zu sprechen. Die Herren haben das System des eisernen Oberbaues eindringend gewürdigt. Wenn ich mich auf den Standpunct der Eisen-Industrie stelle, so ist das natürlich, denn ich gehöre zu ihr, und von diesem Standpuncte aus wollte ich mir eine Bemerkung gegen Herrn Köstlin erlauben. Wenn Herr Köstlin glaubt, dass die Eisen-Industrie nur darum die 2000 Schwellen zu demselben Anschaffungspreis, wie die hölzernen, herstellt, um über die sogenannten „schlechten Zeiten“ wegzukommen, so befindet er sich insofern in einem Irrthum, als er glaubt, dass, je schlechter die Zeit, um so billiger die Arbeit ist. Die Erfahrung hat immer gelehrt, dass neu zu erzeugende Gegenstände theurer sind, wenn sie dagegen alt und oft gemacht sind, billiger werden. Das ist auch hier der Fall. Ich kann heute nicht genau den Preis angeben, ich kann nur sagen, dass heute möglicher Weise ein Preis von 6 fl. angenommen werden könnte, während französische Werke heute schon vielleicht mit 3 oder 4 fl. arbeiten. Das ist der Spielraum der Fabrications-Kosten allein. Nicht die Nothlage einer Industrie ist es, welche den Verein zu diesem Schritte gedrängt hat. Allgemein haben wir fragen müssen, was wird mit den ungeheueren Vorräthen von alten Schienen? Durch die Einführung eiserner Schwellen erscheint die Frage gelöst, indem ein fast todes Capital augenblicklich verworther wird.

Es scheint mir das Schreiben, das hieher gerichtet wurde, günstige Aufnahme zu verdienen, und ich glaube, wenn man einen Versuch mit irgend einem System überhaupt machen will, dieses System warm empfehlen zu können, weil es die Möglichkeit bietet, Eisen gegen Holz mit denselben Kosten zu verwenden.

Herr Director Köstlin: Ich werde mir doch erlauben, den geehrten Herrn Vorredner zu versichern, dass ich kein Gegner der Eisen-Industrie bin und auch nicht dagegen bin, ihr durch vermehrten Eisenbedarf unter die Arme zu greifen. Ich kann mich im Gegentheil auf meine frühere Laufbahn berufen; ich habe seit dem Jahre 1861 für die Einführung des eisernen Oberbaues gewirkt, und ich kann es sagen, dass ich der Erste war, der es überhaupt angeregt hat. Das ist also nicht meine Absicht gewesen; aber meine Absicht war, vor irgend einem Irrthum zu warnen, der sich aus diesem Schreiben heraus entwickeln könnte, und schliesse ich mich in einer Beziehung dem Herrn Hohenegger an. Es liegt mir aber auch andererseits daran, eben weil ich gekämpft habe, und noch für die Einführung eines rationellen Oberbau-Systemes kämpfe, dass es nicht discreditirt werde durch eine unzweckmässige Construction, die sich im heurigen Jahre von der Eisen-Industrie in Oesterreich auf einmal einer Unterstützung erfreuen kann, die den früheren Versuchen nicht ebenso bereitwillig gewährt worden ist, ich sage es ganz offen heraus, weil die Zeiten der Eisen-Industrie damals günstigere waren.

Das System selbst leidet an Mängeln, von denen man wirklich vermuthen und fürchten kann, dass sie den eisernen Oberbau discreditiren. Die Mängel sind schon entwickelt; namentlich die Täuschung, in der Herr Lazar sich befindet, dass er im Stande sei, den Schotter auf eine so kleine Breite zu beschränken. Ich spreche nicht von den Erschütterungen, nur von dem Regen, der den Schotter zwischen je zwei Querschwellen herauswaschen wird, so dass er nicht mehr die Böschung einhält, wie sie durch die Querschwellen vorgezeichnet ist. Andere Dinge führe ich gar nicht an, weil ich nicht als ein Solcher erscheinen möchte, der gegen den eisernen Oberbau kämpft.

Ich habe selbst alle Privatinteressen, die ich im Jahre 1861 daran geknüpft habe, aufgegeben; ich habe lediglich das allgemeine Interesse, den Oberbau eingeführt zu sehen, im Auge. Aber dieses allgemeine Interesse wird durch dieses System nicht gefördert.

Der Umstand, den Herr Secretär Wolff hervorhob, dass man hier die alten Schienen verwenden könne, ist gar nichts sagend. Die alten Schienen finden, bis der eiserne Oberbau auf unseren Eisenbahnen allgemein eingeführt wird, noch lange ihre Verwendung auf hölzerner Unterlage. Für die brauchen wir nicht zu sorgen, wohl aber dafür, dass Alles, was von uns gemacht wird, rationell gemacht werde.

Dampfspritzen-Locomobile.

Von C. Bach.

(Mit Zeichnungen auf Blatt Nr. 9.)

Die auf Blatt Nr. 9 und in dem umstehenden Holzschnitt dargestellte Maschine ist eine als Locomobile (im üblichen Sinne des Wortes) verwendbare Dampffeuerspritze. Die Priorität der Idee dieser Combination und das Verdienst, die Construction der Maschine veranlasst und deren Bau ausgeführt zu haben, gebührt Herrn Wm. Knaust in Wien.

Die Maschine selbst darf wohl in der Hauptsache als ein Mittel zu dem Zwecke angesehen werden, den mit so viel Vorurtheil betrachteten Dampffeuerspritzen Eingang zu verschaffen, eine Aufgabe, deren Lösung sich die genannte Firma seit einer Reihe von Jahren mit Eifer hingibt.

Die Entscheidung, ob in einem gegebenen Falle eine Dampfspritzen-Locomobile am Platze ist, wird einfach durch eine vergleichende Rechnung zu treffen sein. Auf der einen Seite wird stehen die Dampfspritzen-Locomobile, auf der anderen eine gleichkräftige Wasserfördermaschine und Spritze. Zu Ungunsten der einen Seite wird sprechen der etwas grössere Brennmaterial-Verbrauch, die grössere Amortisationsquote, deren ungünstiger Einfluss jedoch zum Theile durch ein Minus an Anlagecapital paralisirt werden dürfte. Zu Gunsten derselben Seite sprechen, wie eben angeführt, das geringere Anlagecapital (dessen absolute Grösse für die Verhältnisse des Einzelnen bereits von bestimmender Wichtigkeit sein kann); ferner die wesentlich niedrigeren Transportkosten, da der neuen Maschine ein hoher Grad der Transportabilität eigen ist; ausserdem bei Benutzung für Ent- und Bewässerungs- oder Wasserleitungszwecke überhaupt der ökonomischere Betrieb gegenüber den Verhältnissen auf der andern Seite. (Pumpenkolbenstange und Dampfkolbenstange bilden hierbei ein Ganzes, also directe Transmission des Dampfdruckes.)

Dass das Problem der Vereinigung von Locomobile und Dampffeuerspritze trotz des mit den Constructions-Schwierigkeiten wachsenden Interesses wenig Verlockendes für den Constructeur hat, ist *a priori* klar.

Zwei der Hauptanforderungen einer Dampfspritze: Erzeugung des Dampfes aus kaltem Wasser während eines kurzen Zeitraumes, geringes Gewicht der ganzen Maschine, führen zu Consequenzen, welche der Locomobile nicht conveniren, und die doch bis zu einem gewissen Grade in Kauf genommen werden müssen. Je nachdem die Aufgabe der Combination mehr im Sinne der Dampfspritze oder mehr im Sinne der Locomobile gelöst wird, erscheint die Maschine nach der einen oder der anderen Seite hin vollkommener.

Kessel. Der Dampfgenerator der Dampfspritzen-Locomobile ist Field'schen Systemes. Die kupfernen Siederohreinslagen sind mit der Todd'schen Verbesserung versehen, in Folge dessen der in dem Rohre aufsteigende Dampf nicht mit dem nach unten strömenden kalten Wasser in Berührung kommt.

Durch die Anordnung eines Aschekastens wird erstens eine Zugerhöhung während der Fahrt nach der Brandstelle ermöglicht und ausserdem das Verlieren glühender Aschentheile vermieden, wie es bei den zum Feuer eilenden englischen und amerikanischen Dampffeuerspritzen meist zu beobachten ist.

Der Boden des Aschekastens ist nach Drehung eines Vorreibers herausziehbar, so dass man, an Ort und Stelle angekommen, die Asche direct auf den Boden fallen lassen und dadurch die Arbeit des Ausräumens sparen kann.

Der Rost besteht aus drei Theilen, die sich bequem durch die Feuerthüre herausnehmen lassen. Die Art und Weise der Zugregulirung ist aus Fig. 1 deutlich zu ersehen.

Die Entwässerung des Dampfes ist, wie die Erfahrung gezeigt hat, eine vollständige.

In Betreff der Kesselarmatur geben nur die beiden Sicherheitsventile und das Speiseventil mit seinem Gehäuse Anlass zu kurzen Bemerkungen.

Die Hebel der Sicherheitsventile drehen sich um Schneiden; die Ventile selbst sind mit dem Hebel derart verbunden, dass ein Heben des Hebels ein Heben des Ventiles zur Folge hat, und dass mittelst eines Mutterschlüssels das etwa undicht gewordene Ventil während des Betriebes, also unter Druck, durch Drehen auf dem Sitze gedichtet werden kann.

Zwischen Kessel und Speiseventil befindet sich ein, nur in einer Richtung durchbohrter Hahn, welcher erstens den Zweck hat, eine Reinigung und Dichtung des eventuell undicht gewordenen Speiseventiles zu ermöglichen, ohne den Kessel abblasen zu müssen, und welcher zweitens als Abblasehahn functionirt. Da hiernach die Speisung durch die Abblaseöffnung erfolgt, so wird diese immer offen gehalten. Das Speiseventilgehäuse trägt einen Schlauchgewindestutzen zum Ankuppeln eines Schlauches, wenn die Speisung mittelst der Handspeisepumpe erfolgen soll.

Motor und Pumpe. Die Achsen des Dampf- und des Pumpencylinders fallen in eine geneigte Gerade, die mit dem Horizont einen Winkel einschliesst, dessen Tangente 0.3 beträgt.

Die Dampfkolbenstange ist mit einer gerade geführten Traverse versehen, deren Enden von den Köpfen der beiden Bläuelstangen umfasst werden, welche die Drehung der Kurbelwelle vermitteln. Auf dieser Welle befindet sich die Schwungrad-Riemenscheibe, durch welche, wenn die Maschine als Locomobile arbeiten soll, die Arbeit nach der zu betreibenden Arbeitsmaschine transmittirt wird. Die Kuppelung des Motors mit der Pumpe erfolgt in höchst einfacher und doch solider Weise durch das Einschrauben einer, das schwach conisch verdickte Ende der Pumpenkolbenstange umfassenden Schraube in die erwähnte Traverse der Dampfkolbenstange. Diese Schraube ist auf den Conus der Kolbenstange sauber aufgeschliffen.

Die Steuerung der Dampfmaschine geschieht durch einen Muschelschieber, dessen doppelt geführte Stange mittelst eines Winkelhebels bewegt wird. Die Form des, die Schieberstange in Translation versetzenden Hebelkopfes ist so gewählt, dass sein Angriffspunct stets in der Schieberstangenachse liegt. Der Winkelhebel empfängt seine

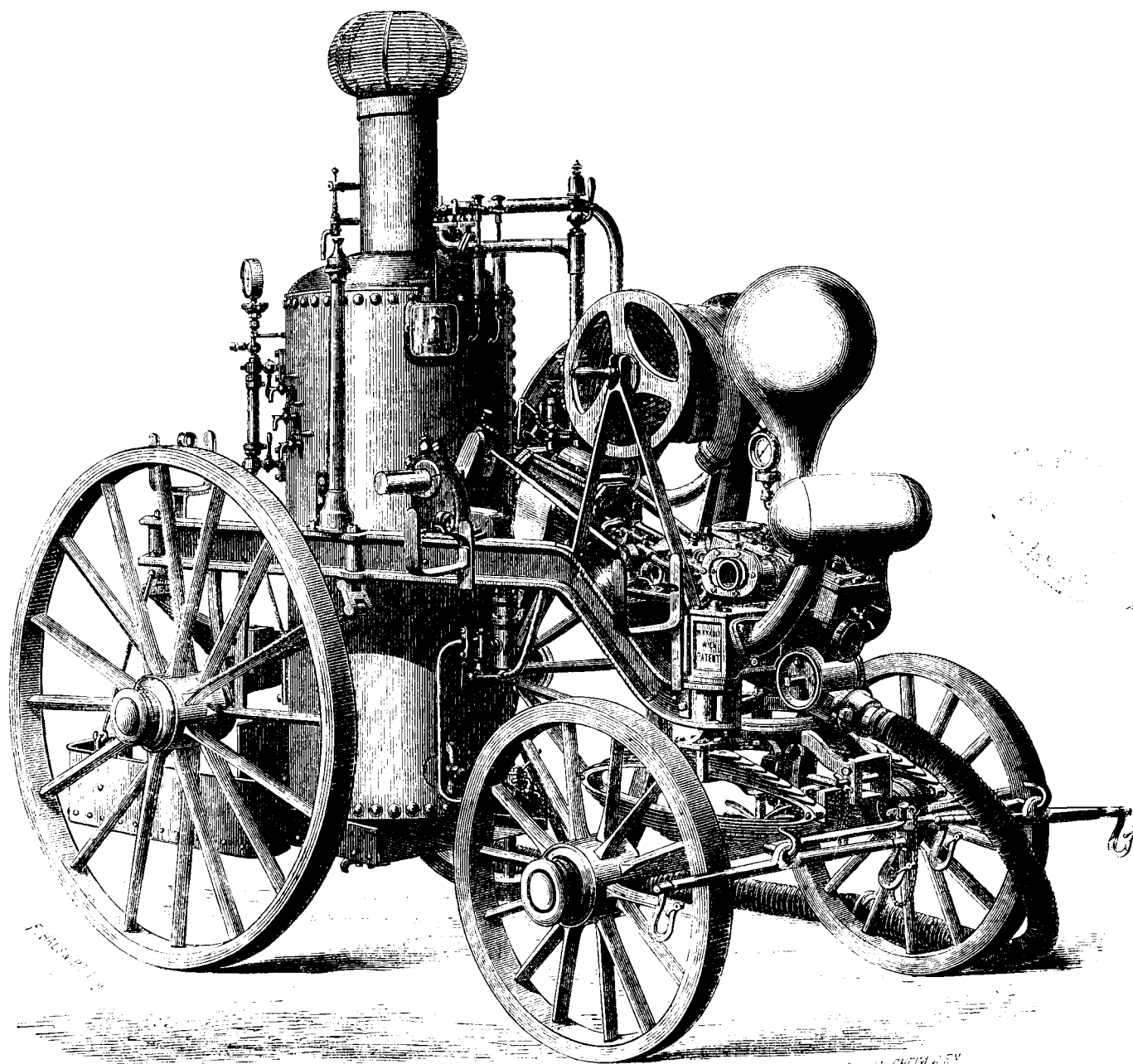
Oscillation durch eine Stange, welche anderseits die in ihrem mittleren Theile excentrische Kurbelwelle umfasst.

Die Maschine besitzt also keine Excenter.

In ganz analoger Weise erfolgt der Betrieb der Speisepumpe, die entweder aus dem Saug- oder Druckraume der Hauptpumpe, oder durch den mit Schlauchgewinde versehenen Stutzen aus einem unterhalb oder seitlich stehenden

pumpe hindurch, ohne der letzteren zu bedürfen, in den Kessel geleitet werden kann. Besonders erwünscht wird die hierdurch gebotene Möglichkeit dann sein, in kurzer Zeit eine relativ grosse Quantität Wasser in den Kessel zu fördern, wenn der Maschinist den Wasserspiegel durch Unaufmerksamkeit unter das zulässige Niveau sinken liess.

Der Dampfeylinder ist mit den beiden Schwungradlagern aus einem Stück gegossen und mit dem Pumpen-



Gefässe oder Wasserbehälter saugt. Der Hahn, welcher in das, den Raum ober- und unterhalb des Saugventiles der Speisepumpe verbindende Rohr eingeschaltet ist, ermöglicht die Regulirung der Speisewassermenge.

Da der im Druckraume der Hauptpumpe erzeugbare Druck grösser als die Kesselpressung ist, so zeigt ein Blick auf die Zeichnung (Fig. 1), in welcher Weise Wasser aus diesem Druckraume durch das Ventilgehäuse der Speise-

cylinder durch zwei Stangen verbunden, die gleichzeitig der oben erwähnten Traverse Führung geben.

Die als Schwungrad functionirende Riemenscheibe ist an der entsprechenden Stelle behufs Ausgleichung der rotirenden Massen, einschliesslich des rechnermässig sich ergebenden Theiles der Bläuelstangenmasse, mit einer Aussparung versehen. Die Riemenscheibe kann von einer Seite auf die andere versetzt werden.

Die Hauptpumpe ist doppelwirkend; ihre Ventile sind nicht bloss zugänglich, sondern auch je nach Lösung einer einzigen Mutter mit Leichtigkeit herausnehmbar. Die Construction der Ventile selbst geht aus den Fig. 1, 5 und 7 zur Genüge hervor. Ihr lag weniger die Absicht zu Grunde, eine sehr grosse Hubzahl möglich zu machen, als vielmehr die Tendenz, Ventile zu haben, die minder oft der Erneuerung bedürfen, wie diejenigen, welche bei schnellgehenden Dampfpumpen und Dampfspritzen üblich sind.

Die Kautschukplatte deren dem Ventilsitz zugekehrte Flächen unterbrochen sind, damit die scharfen Kanten, welche die Ventilsitzflächen begrenzen, nicht schädigend auf die Dichtungsplatte einwirken können, ist ohne Schwierigkeit auswechselbar. Die Ventile sind mit Federn ausgerüstet, deren Elasticität die Function der Schwerkraft der Masse übernimmt, ohne deren Trägheit als unerwünschte Zugabe zu besitzen, soweit sich eben die Masse selbst für einen gewählten Ventiltypus mit Rücksicht auf die Festigkeit des Materiales reduciren lässt.

Da der Saugstutzen an der vorderen Seite, die beiden Druckstutzen an den Seiten sich befinden, so kann ein gleichzeitiges Anschrauben der drei Schläuche erfolgen, ohne dass die, diese Arbeit ausführenden Personen sich hinderlich zu sein brauchen.

Der Abschluss der beiden Druckstutzen geschieht durch schnell schliessende Schieber.

Der Pumpenkolben ist ein massiver, eingeschliffener Kolben, der in der Mitte eine Schmier- und Schmutzrinne besitzt; das Schmieren erfolgt durch ein Winkelrohr, Fig. 6, welches in die erwähnte Rinne mündet, wenn sich der Kolben in der äussersten Stellung nach dem Motor zu befindet. Mittelst einer Schraube, welche in das vorher mit Schmiermaterial angefüllte Winkelrohr einzuschrauben ist, wird das erstere in die Rinne gepresst.

Die Vorzüge des massiven, luftdicht eingeschliffenen Kolbens, für Maschinen der vorliegenden Art bedürfen, gegenüber den mit Manschetten- oder Stulpliederung versehenen Kolben, an dieser Stelle wohl keiner besonderen Hervorhebung.

Der Saugwindkessel steht mit dem Saugcanale durch zwei Winkelrohre in Verbindung, die von demselben an Stellen abzweigen, welche zwischen den beiden Saugventilen gelegen sind.

Die bei hoch aufgezogenen Druckschläuchen sich oft wünschenswerth machende Entleerung derselben kann bequem und schnell dadurch realisiert werden, dass durch den, in das Saugrohr der Speisepumpe eingeschalteten Dreiweghahn die Communication zwischen Druckraum der Hauptpumpe und Saugraum der Speisepumpe hergestellt, und die Oeffnung des untersten Stutzens des Ventilgehäuses frei gemacht wird.

Rahmen und Gestelle. Der Rahmen besteht aus zwei gebogenen \perp -Eisen, dessen grosses Trägheitsmoment in Vergleich zum Querschnitt der ganzen Construction die nöthige Steifheit sichert. Die beiden Rahmenstücke sind

verbunden hinter dem Kessel durch ein beiderseits angeordnetes \perp -Eisen, vor dem Kessel durch die beiden mit dem Dampfeylinder ein Stück bildenden Cylinderarme mittelst conischer, sauber eingeschliffener Stahlbolzen und durch den Querarm des zum Vordergestelle gehörigen Kippstockkreuzes ebenfalls mittelst solcher Bolzen. Diese sorgfältige und solide Verbindung der beiden Rahmentheile wird bedingt durch den, als einseitig wirkende Kraft auftretenden Riemenzug.

Hinter dem Kessel befindet sich der aufgehängte Heizerstand, der ausser der Mitführung von Brennmaterial dem Heizer einen Stehplatz gewährt.

Der Kessel ruht mittelst dreier Winkelträger auf dem Rahmen.

Die Befestigungsweise der Maschine und Pumpe geht, soweit sie nicht bereits angeführt, zur Genüge aus den Fig. 1 bis 4 hervor.

Das Hintergestelle besteht aus den beiden Querfedern mit den Federzügen und Aufhängeeisen, der Hinterachse, deren Führung in zwei verticalen Rahmenstücken, in denen sie mittelst Schrauben festgestellt werden können, durch den Riemenzug nöthig wurde, und aus den beiden Rädern. In der That arbeitet die relativ leichte Maschine als Locomobile vollkommen ruhig, welches Resultat allerdings auch ausserdem noch bei der Festsetzung der Radachsenlage zu erreichen gestrebt wurde.

Das Vordergestelle besteht aus dem Kippstock- und dem Reibscheibenkreuze, den beiden Reibscheiben, dem Reibnagel, den beiden Scheerfedern mit den Federzügen, der Achse mit den beiden Rädern, den beiden Deichselstangenkloben, dem Wagnagel, der eisernen Wage mit den beiden eisernen Wagdrifteln und der Federabstellvorrichtung.

Das Vordergestelle gestattet vollständigen Durchlauf.

Bei der Construction wurde Werth darauf gelegt, Kessel, Maschine und Gestelle unabhängig von einander vollständig fertig herstellen zu können. Dass dies auch vollkommen erreicht worden, ist aus dem Vorhergehenden zu ersehen.

Ebenso wurde die Zugänglichkeit aller Details als eine der obersten Anforderungen im Auge behalten.

Die wesentlichen Grössen der Maschine sind:

Durchmesser des Dampfeylinders 120^{mm}

" " Pumpencylinders 90^{mm}

Hub 200^{mm}

Heizfläche des Kessels 5.20 \square^m

Dampfspannung Ueberdruck . . 8 Atmosphären.

Die Messung mit dem Bremsdynamometer ergab unter allerdings starker Beanspruchung der Maschine und bei losgekuppelter Pumpe folgende Werthe:

Durchmesser der Bremsscheibe 400^{mm}

Länge des Hebels 1500^{mm}

Auf den Aufhängepunct der Wagschale reducirtes Gewicht des Apparates 4.9^{kg}

Aufgelegtes Gewicht 20.0

Umgangszahl per Minute 121

Hieraus Anzahl der geleisteten Pferdekkräfte

$$\frac{\pi \cdot 1.502 \cdot 121}{30 \cdot 75} \cdot 24.9 = 6.32.$$

Ein Resultat, das auf die Vermeidung von Excentern hinweist.

Eine indirecte Beurtheilung der Maschine mit angekuppelter Pumpe ermöglichen noch die folgenden zusammengehörigen Werthe:

Spannung im Dampfkessel	4.3 Atmosphären Ueberdruck
„ „ Druckwindkessel	4.3 „ „
verticale Saughöhe gemessen beim höchsten	
Kolbenstand	6.03 ^m
Hubzahl	120

Die erste Ausführung der Dampfspritzen-Locomobile wurde von der Firma Wm. Knaust auf der internationalen landwirthschaftlichen Ausstellung zu Küstrin (Preussen), Ende Mai 1875 exponirt und dort von der Jury durch Verleihung des ersten Preises, der goldenen Medaille beurtheilt.

Ueber die Zustandsgleichung der Dampf- und Flüssigkeitsmischungen.

Von

J. Illeck,
Ingenieur.

Der Zustand von 1^{kg} Dampf- und Flüssigkeitsmischung ist durch dessen Spannung p und Volumen v bestimmt; ist letzteres nicht bekannt, dafür aber der Nässegrad des Dampfes gegeben, so erfolgt die Bestimmung des Volumens bekanntlich aus der Formel

$$v = xu + \sigma,$$

worin x die Dampfmenge in Kilogramm und $u + \sigma$ das Volumen von 1^{kg} gesättigten Dampfes ohne Beimischung von Wasser bedeutet.

Diese Formel fungirt nun bei analytischen Problemen als Zustandsgleichung der Dampf- und Flüssigkeitsmischungen; hiebei kann der Werth von u entsprechend der Spannung p aus Professor Zeuner's Tabellen unmittelbar entnommen werden, oder aber man berechnet denselben aus der ebenfalls von Professor Zeuner gebildeten Formel:

$$\frac{1}{u + \sigma} = \alpha p^{\frac{1}{n}} = 0.6061 p^{0.9393} \text{ (siehe Grundzüge der mechanischen Wärmetheorie S. 294).}$$

Nachdem die vorigen Beziehungen von den verschiedenen Autoren über mechanische Wärmetheorie vielfach adoptirt werden, so dürfte die Behauptung gerechtfertigt sein, dass eine directe Verbindung der drei Grössen p , v und x , welche für analytische Untersuchungen von Vortheil wäre, so nahe dieselbe auch liegt, bisher nicht angestrebt wurde.

Ich habe nun die Wahrnehmung gemacht, dass sich die wechselseitige Beziehung der Grössen p , v und x jederzeit durch die Formel

$$p \left(\frac{v}{x} \right)^n = p_0 \left(\frac{v_0}{x_0} \right)^n = \text{Const.} \dots 1)$$

mit ganz entsprechender Genauigkeit darstellen lässt, wonach dieselbe als directe Zustandsgleichung der Dampf- und Flüssigkeitsmischungen angesehen werden kann.

Allerdings ist diese Formel wie so viele andere eine bloß empirische; sofern sie aber eine Vereinfachung der Analyse ermöglicht, wird sie deswegen keineswegs zu verwerfen sein. Denn die Thatsache darf nicht übersehen werden, dass die streng richtigen Grundgleichungen, welche die mechanische Wärmetheorie aufstellt, in ihrer Anwendung häufig zu solchen Complicationen führen, dass man die Idee aufgeben muss, zu einem gleichfalls streng richtigen Resultat zu gelangen.

Eine Hauptschwierigkeit liegt beispielsweise darin, dass die bekannten Grössen p , u , ρ , r und q keine unabhängig Variablen sind, sondern sämmtlich zu einer und derselben Temperatur gehören und sich in den betreffenden Formeln nicht mit der wünschenswerthen Leichtigkeit eliminiren lassen. Weitgehende Streichungen und Vernachlässigungen, deren Einfluss sich nicht mehr genau beurtheilen lässt, bilden dann das einzige Mittel, sich von den lästigen Grössen zu befreien, um schliesslich nur überhaupt zu irgend einem Resultate zu gelangen.

Minder genau ist die Formel

$$\frac{p v}{x} = \frac{p_0 v_0}{x_0} = \text{Const.} \dots 2)$$

welche man als das Mariotte'sche Gesetz angewandt auf nasse Dämpfe bezeichnen könnte.

Um die Richtigkeit der Gleichung 1) nachzuweisen, wollen wir den Werth des Exponenten n für die verschiedenen in der Praxis vorkommenden Fälle ermitteln.

Man findet aus Gleichung 1)

$$n = \frac{\log \left(\frac{p_0}{p} \right)}{\log \left(\frac{v}{v_0} \cdot \frac{x_0}{x} \right)},$$

oder weil

$$\frac{v x_0}{v_0 x} = \frac{x_0}{x} \cdot \frac{x u + \sigma}{x_0 u_0 + \sigma} = \frac{u + \frac{\sigma}{x}}{u_0 + \frac{\sigma}{x_0}}$$

ist, auch

$$n = \frac{\log \left(\frac{p_0}{p} \right)}{\log \left(\frac{u + \frac{\sigma}{x}}{u_0 + \frac{\sigma}{x_0}} \right)} \dots 3)$$

Aus Gleichung 3) ist ersichtlich, dass der Exponent n von der Dampfmenge x nahezu unabhängig ist, nachdem die Glieder $\frac{\sigma}{x}$ und $\frac{\sigma}{x_0}$ von geringer Bedeutung sind. Um so genauer wird dies der Fall sein, je grösser das spezifische Volumen u und je grösser die Dampfmenge x ist.

Wenn sich die Dampfmenge innerhalb der Grenzen $x_0 = 1$ und $x_1 = 0.7$ ändert, kann mit genügender Genauigkeit

$$n = \frac{\log \left(\frac{p_0}{p} \right)}{\log \left(\frac{u + \sigma}{u_0 + \sigma} \right)} \dots \dots \dots 4)$$

gesetzt werden.

Wird die Dampfspannung in Atmosphären ausgedrückt, so findet sich für

$$\frac{p_0}{p} = \frac{8}{1} \dots \dots \dots n = 1.0643$$

$$\frac{p_0}{p} = \frac{8}{4} \dots \dots \dots n = 1.0651$$

$$\frac{p_0}{p} = \frac{4}{1} \dots \dots \dots n = 1.0639.$$

Der Werth $n = 1.0645$ kann somit für alle Fälle als Mittelwerth angenommen werden.

Die obige Zustandsgleichung 1) liefert specielle Gleichungen, wenn man für die Aenderung der Dampfmenge x eine bestimmte Voraussetzung macht. Setzen wir beispielsweise

$$\frac{x}{x_0} = \left(\frac{v_0}{v} \right)^n \dots \dots \dots 5)$$

so ergibt sich

$$\frac{p}{p_0} = \left(\frac{x}{x_0} \cdot \frac{v_0}{v} \right)^n = \left(\frac{v_0}{v} \right)^{(m+1)n}$$

oder auch

$$p v^{(m+1)n} = p_0 v_0^{(m+1)n} = \text{Const.} \dots \dots \dots 6)$$

Wir ersehen daraus, dass das bekannte Gesetz

$$p v^\mu = p_0 v_0^\mu = \text{Const.}$$

der Form nach nicht nur für das adiabatische Gesetz giltig ist, sondern stets zutrifft, wenn die Aenderung der Dampfmenge der obigen Voraussetzung gemäss (nach Gleichung 5) erfolgt.

Ziehen wir noch einige solche Specialfälle näher in Betracht.

1. Bleibt die Dampfmenge constant, ist also $m = 0$, so wird

$$p v^n = p_0 v_0^n \text{ Const.}$$

Den Werth von n für eine constante Dampfmenge gibt Professor Zeuner zu $n = 1.0646$ an, eine jedenfalls gute Uebereinstimmung mit dem allgemeinen Werthe von n .

2. Erfolgt die Expansion oder Compression nach dem Mariotte'schen Gesetze, so ist hiefür

$$(m+1)n = 1,$$

woraus

$$m = \frac{1}{n} - 1 = -0.0606$$

folgt.

Die Dampfmenge ist also nach dem Mariotte'schen Gesetze variabel; das Aenderungsgesetz derselben ist

$$\frac{x}{x_0} = \left(\frac{v_0}{v} \right)^{\frac{1-n}{n}} = \left(\frac{v}{v_0} \right)^{\frac{n-1}{n}} = \left(\frac{v}{v_0} \right)^{0.0606}.$$

Bei der Expansion vermehrt sich demnach die Dampfmenge; das Umgekehrte findet bei der Compression statt.

Ich erwähne dieses Gesetzes hier, weil dasselbe merkwürdigerweise trotz der vielfachen Angriffe seine Wichtigkeit für die Expansions-Curve im Dampfeylinder noch immer nicht verloren hat. Die Expansion findet nämlich nach den neuesten Anschauungen wohl nach dem adiabatischen Gesetze, also ohne Wärme-Zu- oder Abführung statt; doch vermindert sich hiebei die Dampfmenge nicht, wie es dieses Gesetz begründet, sondern es findet eher eine Vermehrung derselben statt, deren Grund nach Professor Schmidt zumeist darin besteht, dass das während der Volldruckperiode an den Cylinderwänden abgesetzte Condensationswasser während der Expansionsperiode vermöge seiner höheren Temperatur kräftig nachdampft; häufig vermehrt sich die Dampfmenge auch noch in Folge der Undichtheit des Schiebers oder der Ventile. Beide Umstände vereinigen sich dahin, dass die Expansions-Curve sich am nächsten dem Mariotte'schen Gesetze anschliesst, wenngleich dieses seiner Form und Entstehung nach den inneren Vorgängen im Dampfeylinder keine Rechnung trägt.

3. Ohne Wärme-Zu- oder Abführung ist im Mittel

$$(m+1)n = \mu = 1.135,$$

woraus

$$m = \frac{\mu}{n} - 1 = 0.0662$$

folgt.

Hienach ist

$$\frac{x}{x_0} = \left(\frac{v_0}{v} \right)^{0.0662} = \left(\frac{v}{v_0} \right)^{-0.0662}.$$

Diese Gleichung zeigt, dass bei der Expansion nach dem adiabatischen Gesetze die Dampfmenge sich vermindert, eine Thatsache, die schon zur Genüge bekannt ist.

4. Für $p = p_0$ gibt die Gleichung 1

$$\left(\frac{v}{x} \right)^n = \left(\frac{v_0}{x_0} \right)^n \text{ oder } \frac{v}{x_0} = \frac{x}{v_0},$$

d. h. bei constanter Spannung ist das Volumen der Dampfmenge proportional, was ebenfalls seine Richtigkeit hat.

Eine schöne Anwendung gestattet die Formel 1) bei der Theorie der Bewegung des Dampfes in langen Rohrleitungen; bei dieser Gelegenheit war es auch, wo mir die Nützlichkeit einer derartigen Formel zuerst auffiel; Näheres hierüber mitzutheilen, soll jedoch einer vielleicht später folgenden Arbeit vorbehalten bleiben.

Zusammenstellung der Beobachtungen

über das

Eisrinnen, die Einstellung und den Abgang des Eisstosses im Strome und im Donaucanale bei Wien

in den Monaten Jänner und Februar 1876,

mit specieller Rücksicht auf die Function des Schwimmthores.

Für die Donau-Regulirungs-Commission zusammengestellt von

Wilhelm Freiherrn v. Engerth.

(Mit Zeichnungen auf Blatt Nr. 11, 12 und 13.)

Um die Vorgänge während der Ueberschwemmungs-Periode auch in weitem Kreise besser beurtheilen zu können, erscheint eine kurze Anführung des Standes der Regulierungs-Arbeiten an der Donau und dem Canale angezeigt.

Das neue Bett der grossen Donau war bereits von Nussdorf bis unterhalb der Brücke der Staats-Eisenbahn-Gesellschaft bei Stadlau im ganzen Profile für die normalen Wasser hergestellt; von der Stadlauer Brücke abwärts war der neue Durchstich bloss auf 114 Meter Breite beendet, und der alte Strom an dieser Stelle (dem Weidenhaufen) bis auf eine Oeffnung von 45 Meter, auf eine Höhe von circa 1.26 Meter über Null abgebaut.

Oberhalb zwischen Nussdorf und der Nordwestbahn-Brücke war der alte Strom beim sogenannten Rollerhaufen abgebaut.

Das links von der Stromrichtung liegende Inundationsbett war von Nussdorf bis zum Weidenhaufen mit Ausnahme einer Strecke an der Stadlauer Eisenbahnbrücke grösstentheils hergestellt, nur bestanden noch von dem abgebauten alten Strome beim Rollerhaufen bis zur Reichsstrassenbrücke theils Reste der früheren Strassen, dann Häuser und provisorische Bauhütten.

Zwischen Nussdorf und der Nordwestbahn-Brücke war am linken Ufer eine Colonie von 20 Schiffsmühlen auf dem Inundationsgebiete, also 1.9 Meter über Nullwasser aufgestellt.

Am Donaucanale wurde das Theilungswerk bei Nussdorf bis auf 260 Meter in den Hauptstrom verlängert, und die Ausmündung des Canales trichterförmig derart angelegt, dass derselbe, an der äussersten Oeffnung in der Richtung des rechten Ufers der Donau gemessen, eine Breite von gegen 300 Meter, weiter unten 100 Meter, und endlich beim Schwimmthor, welches 170 Meter unterhalb des Theilungsspornes steht, die Normalbreite von 48 Meter erhielt.

Dadurch wurde dem Canal ein genügender Wasserzufluss gesichert, und der Canal durch den Einbau der Schleusen-Quaimauern für das Schwimmthor in Bezug auf eine freie und ungehinderte Schifffahrt in Nichts beirrt.

Die Quaimauern und Widerlager für das Sperrschiff waren fertig hergestellt.

Die Ausbaggerung des Canals im oberen Theile desselben war grösstentheils bis auf 2.53 Meter unter Null durchgeführt, und die Ufer waren — insbesondere die sehr niedrigen Ufer an der Praterseite — durch Aufschüttung erhöht.

Die neue Ausmündung des Donaucanals in den neuen Hauptstrom war noch nicht hergestellt. Der Canal mündet noch in den abgebauten alten Strom beim Weidenhaufen.

Bei der Ausmündung des Canals war die Herstellung des Dammes zur Herstellung des Theilungswerkes für den künftigen Winterhafen begonnen, und bildete derselbe einen Sporn, welcher den Canal gegen den alten Strom zu theilweise begrenzte.

Es muss besonders bemerkt werden, dass der Canal im oberen Theile fast das doppelte Gefälle des unteren Theiles hat.

Die Stellung des Schwimmthores in Bezug auf den Hauptstrom ist aus beigehefteter Skizze zu ersehen.

Aufgabe des Schwimmthores. Um die Function des Schwimmthores während der Ueberschwemmungsperiode beurtheilen zu können, ist es nöthig, sich gegenwärtig zu halten, auf welche Weise die Ueberschwemmung beim Eisgang durch den Canal geschieht, in welcher Beziehung die Jahre 1862 und 1871 lehrreiche Beispiele bieten.

In den früheren Jahren fand bei starkem Eisrinnen in der Donau dasselbe auch im Canale statt, und wegen seines geringen Gefälles und der vielen Windungen stellte sich das Eis im Canale noch leichter, als im Hauptstrome, so dass, wenn das Eis sich im Hauptstrome feststellte und das Bett mit Eis ausschob, auch der Canal mit Eis ausgeschoben war.

Tritt nun die wärmere Witterung ein, und kommen die Eismassen in der Donau in Bewegung, können dieselben überdies vielleicht unterhalb Nussdorf wegen des dort noch feststehenden Eisstosses nicht ungehindert abfliessen, so nimmt der Eisstoss seinen Weg durch den Canal, schiebt dort das bereits vorhandene Eis zusammen und bildet am untern Theile des Canals eine Eiswehre, durch welche das Wasser gestaut wird.

Nachdem der Canal ein Totalgefälle von 5.21 Meter hat, so kann das Wasser, trotzdem der Wasserstand in der Donau verhältnissmässig gering ist, eine bedeutende Höhe erreichen (dieselbe betrug im Jahre 1871 bei der Ferdinandsbrücke 6.16 Meter) und eine Ueberschwemmung hervorrufen, wie sie im Februar 1871 in grosser Ausdehnung stattgefunden hat, wo die Eismassen in die überschwemmten Stadttheile getragen wurden, und die Brigittenau, die Rossau, die Leopoldstadt, Erdberg und Simmering unter Wasser standen.

Eine Ueberschwemmung kann aber durch den Canal auch ohne gestauten Eisstoss bloss durch zu hohen Wasserstand entstehen, wie dies im Jahre 1862 stattfand.

In diesem genannten Jahre ging der verhältnissmässig geringe Eisstoss ohne Gefahr ab. Nach Abgang des Eisstosses aber trat plötzlich ein Thauwetter mit warmen Regen ein, welches die vorhandenen grossen Schneemassen zum Schmelzen brachte und, da der Boden noch fest gefroren war, der Donau so grosse Wassermassen zuführte, dass das Wasser bei der Ferdinandsbrücke im Canale auf 4.9 Meter stieg und eine Ueberschwemmung der niedriger gelegenen Stadttheile eintrat.

Das Schwimmthor hat daher die dreifache Aufgabe:

1. Während des starken Eisrinnens zu verhüten, dass in den Donaucanal so viel Eis eintrete, dass derselbe mit Eis ausgeschoben werde, also die Bildung eines Eisstosses, wie dieselbe in der grossen Donau eintritt, hintanzuhalten.

2. Während des Nachschiebens des partiellen Eisstosses, sowie beim Abgange desselben in der Donau zu verhüten, dass der Eisstoss der Donau seinen Weg durch den Canal nehme.

3. Bei hohem Wasserstande den Einfluss des Wassers in den Canal zu vermindern und dadurch einen niedrigeren Wasserstand im Canale zu erzielen.

Bildung und Abgang des Eisstosses in der ersten Periode vom 9. bis 25. Jänner. Die Ueberschwemmungsgefahr des Jahres 1876 war eine aussergewöhnliche und vereinigte die beiden so gefährlichen Momente der Jahre 1862 und 1871 in hohem Grade in sich.

Der Eisstoss stellte sich auf der Donau in geringen Unterbrechungen von Pest bis Pressburg und von dort ununterbrochen bis 10 Kilomtr. über Tulln, und nach Abgang des Eisstosses stieg der Wasserstand der Donau, veranlasst durch andauernden warmen Regen und Schmelzen der im Winter gefallenen enormen Schneemassen, zu einer ungewöhnlichen Höhe.

Die Grösse dieser, eine Ueberschwemmung herbeiführenden Momente kann man nicht nach deren Wirkungen in Wien beurtheilen; aber die grossen aussergewöhnlichen Verheerungen des Stromes oberhalb und insbesondere unterhalb Wien geben einen Maassstab für die Gefahr, welcher Wien glücklich entgangen ist.

Die niedrige Temperatur und demzufolge das Eisrinnen hatten in diesem Winter frühzeitig begonnen.

Schon am 9. December 1875 musste das Schwimmthor während eines Eisrinnens vorgelegt werden.

Am 12. December baute sich bereits der Eisstoss unterhalb Pressburg auf, erhielt sich mit Variationen bis zum 23. December, wo er ganz abging und die ganze Donau wieder eisfrei wurde.

Im Jänner 1876 trat wieder niedrige Temperatur ein, und bei einer Kälte von 8 bis 10° R. fand ein starkes Eisrinnen statt, wonach sich der Eisstoss am 10. um 7 Uhr Früh vor Pressburg stellte, um 9 Uhr Abends bereits Hainburg, am 11. um 8 Uhr Früh Petronell und um 6 Uhr Abends Fischamend erreichte.

In der Zeit vom 12. bis zum 16. baute sich der Eisstoss bis zur Reichsstrassen-Brücke im neuen Durchstich auf, erhielt sich in dieser Gegend mit Schwankungen bis zum 16. und ging dann, durch die eingetretene warme Witterung begünstigt, bis Fischamend ab.

Im Donaucanale bildete sich am 10. oberhalb des Schwimmthores eine 70 Meter lange Eisdecke, und das Schwimmthor wurde am rechten Widerlager mit Eis unterbaut.

In Folge der Nichtbeachtung einer vor drei Jahren bereits erlassenen Verordnung, deren Bedeutung aber noch nicht ganz erkannt war, etablirte sich oberhalb des Schwimmthores an der rechtsseitigen Lände des Canales bis zur Schiffahrts-Agentie in der grossen Donau eine

Eisgewinnungs-Unternehmung. Dadurch konnte sich das Eis nicht vor dem Schwimmthore bis zum Hauptstrome aufbauen, und die einzelnen Schollen flossen unter der kurzen Eisdecke und dem Schwimmthore durch und veranlassten in Verbindung mit dem sich im Canale selbst bildenden Ufereise ein Eisrinnen.

Am 12. wurde die Eisgewinnung eingestellt, und schon am 13. um 9 Uhr Abends telegraphirte die Canal-Inspection:

„Fläche vor dem Sperrschiffe bis Agentie vollkommen verschoppt, daher unter dem Sperrschiffe jetzt kein Eis geht.“

Während der Zeit aber vom 8. bis 14. war das Eisrinnen im Canale beträchtlich, und da der Canal, wie eingangs bemerkt, an seinem unteren Ende nur ein geringes Gefälle und daher eine sehr geringe Geschwindigkeit hat, überdies seine Ausmündung heute bei den unvollendeten Bauten sehr ungünstig ist, stellte sich das Eis bei der Ausmündung, sowie an einzelnen Stellen im Canale bis zur Ferdinands-Wasserleitung. Es war aber noch kein eigentliches Feststellen des Eises; die einzelnen Eisschollen schoben sich blos aneinander, nicht untereinander, ein Beweis dafür, dass der Wasserstand beim Ausflusse des Canales am 13. blos 0.42 Meter betrug, und bei einem etwas sich erhöhenden Wasserstand die gesamte Eismasse leicht aus dem ganzen Canale abgeführt werden konnte. Ein solcher relativ höherer Wasserstand stellte sich vom 15. auf den 16. ein, indem das Wasser im Canale bei Nussdorf von 0 auf 0.6 Meter stieg.

Das Eis des Canales kam daher in der ganzen Länge desselben in Bewegung und wurde der Ausmündung zugeführt. Hier aber fand es eine Flottille von Schiffen der Bau-Unternehmung, sowie den begonnenen Sporn des Theilungswerkes für den Winterhafen als Hinderniss, drehte das grosse Dampfschiff quer über den Canal und baute sich vollkommen fest auf.

Erst am 25. hatte das Wasser des Canales diesen Eisdamm durchbrochen, und der ganze Canal wurde eisfrei. Diese Periode ist daher für die Beurtheilung der Function des Sperrschiffes nicht maassgebend.

Bildung und Abgang des Eisstosses in der zweiten Periode vom 29. Jänner bis 18. Februar 1876. Bei der Ende Jänner neuerdings eingetretenen niedrigen Temperatur begann am 29. Jänner wieder ein Eisrinnen.

Das Eis baute sich rasch von Fischamend aufwärts auf; erreichte bereits am 1. Februar den Dampfschiffahrts-Landungsplatz, baute sich am 2. Februar über die Reichsstrassen-Brücke bei einem Wasserstande von circa 3 Meter fort, erreichte am 3. Februar den Bahnhof Kahlenbergerdorf, am 5. Lang-Enzersdorf, am 8. Korneuburg, am 9. Höflein, am 10. Greifenstein, am 11. Zeiselmauer, am 12. Muckendorf, am 13. Tulln, und reichte am 16. Februar bis etwas über Klein-Schönbichl (10 Kilometer ober Tulln).

Am 16. Februar war daher der Hauptstrom von unterhalb Pressburg bis über Tulln mit Eis ausgeschoben.

Im Donaucanale hat sich bei Beginn des Eisrinnens sogleich oberhalb des Sperrschiffes das Eis angestellt, reichte am 30. Jänner Früh 100 Meter weit, und am 31. bereits bis zur Ausmündung des Canales am Theilungssporne.

Auf den beigegebenen Zeichnungen, Blatt 11 und 12, ist die Eisanschoppung oberhalb des Sperrschiffes dargestellt, wie sie in den Tagen: 31. Jänner, 1. und 2. Februar stattfand, ehe noch der in der Donau sich einbauende Eisstoss Nussdorf erreicht hatte.

Die offenen Stellen in dem Eisfelde oberhalb des Schiffes veränderten sich an einem und demselben Tage und füllten sich zeitweise wieder ganz mit Eis an.

An dem Sperrschiffe unterhalb bildete sich an ruhigen Wasserflächen Eis, welches zeitweise sich abtrennte und durch neue Eisbildung ersetzt wurde.

Am 2. Februar, wo der Eisstoss im Hauptstrome bereits über die Reichsstrassen-Brücke sich aufbaute, stieg das Wasser durch den Rückstau plötzlich um 1.14 Meter, und da überdies ein Südwestwind die treibenden Eisschollen in der Donau an das linke Ufer drängte, bildete sich oberhalb des Schiffes eine Wasserrinne, wie aus Blatt 12 ersichtlich ist.

Am 3. Februar war der Eisstoss im Hauptstrome bereits bis oberhalb Nussdorf aufgebaut, das Eisrinnen als solches vom Hauptstrome in den Canal hörte daher auf, und für das Sperrschiff trat eine neue Periode seiner Function ein, welche wir weiter unten besprechen werden.

Während dieser Tage, in welchen sich der Eisstoss im Hauptstrom von unterhalb Wien bis über Nussdorf einbaute, wurde im Canale folgende Beobachtung gemacht:

Das Eisrinnen fand bei einem sehr geringen Wasserstande von 0.4 bis 1.4 Meter unter Null und einer Kälte von 5 bis 6° R. statt.

In den Tagen vom 29. Jänner — an dem das Eisrinnen begann — bis zum 31. Jänner, wo sich oberhalb des Sperrschiffes der schützende Eisblock gebildet hat, hatte im Donaucanale ein schwaches Eisrinnen stattgehabt, welches theils durch die unter dem Sperrschiffe durchgehenden Eisschollen, theils durch das Eis, welches sich im Canale selbst bildete und bei wechselnden Wasserständen abgerissen, fortgeführt und durch neues ersetzt wurde, veranlasst worden war.

Bei dem sehr niedrigen Wasserstande und dem geringen Gefälle des Canales in seinem unteren Theile ist das Eis am Ausflusse des Canales in der Nacht vom 31. Jänner zum 1. Februar auf eine Länge von circa 1200 Meter zum Stehen gekommen und bildete eine Eiskruste, in welcher in den folgenden Tagen eine Wasserrinne von der halben Breite des Canales entstand. Gleichzeitig an der Sophienbrücke aber bildete sich auf ein kurzes Stück ebenfalls eine Eiskruste.

Beim Steigen des Wasserstandes aber wurden diese geringen Eismengen in der Nacht vom 3. zum 4. Februar ganz aus dem Canale abgeführt, und dieser war am 4. Februar in seiner ganzen Länge eisfrei.

Es ist also ersichtlich, dass, wenn auch während des Eisrinnens und der Bildung des Eisstosses in dem Haupt-

strome ein zeitweiliges Eisrinnen im Canale nicht verhindert werden konnte, und schon deshalb nicht, weil der Donaucanal selbst, als Fluss, Eis bildet und abführt, dennoch ein Auschieben des Canales mit Eis verhindert, und der Canal eisfrei erhalten wurde.

Nun trat für die Function des Schwimmthores eine neue — nach meiner Ansicht die wichtigste — Periode ein.

Der Canal war eisfrei, der Wasserstand der Donau bei Nussdorf gegen 2 Meter über Null, daher die Strömung des Wassers vorherrschend in den Canal.

Die oberhalb Nussdorf in den Strom eingebauten Eismassen wurden zeitweise gelockert und kamen in Bewegung; es war natürlich, dass dieselben in der Richtung nach dem Canale geführt wurden, da der Hauptstrom bei der Nordwestbahn-Brücke tief mit Eis ausgeschoben war und eine Abwärtsbewegung nicht zuließ.

Es bilden sich nämlich im Hauptstrom durch die Einwirkung des unter und durch das Eis strömenden Wassers an einzelnen Stellen eisfreie Wasserrinnen; dieselben werden manchmal durch das nachschiebende Eis wieder geschlossen, manchmal aber erweitern sie sich, verbinden sich untereinander und bilden eine eisfreie Strecke im Strome, welche mitunter Hunderte, ja Tausende von Metern lang ist und ein Nachrücken des Eisstosses ermöglichen. Ein solches Nachrücken des Eisstosses findet im ganzen Strome, sowohl oberhalb als unterhalb Wien statt, wurde in den früheren Jahren und auch im heurigen beobachtet, und die Ueberschwemmung im Jahre 1871 ward dadurch veranlasst, dass das Eis an der Taborbrücke feststand, die Donau bei Nussdorf an der Ausmündung des Canales eisfrei war, und der von oberhalb Nussdorf in Bewegung gekommene Eisstoss seinen Weg durch den Canal nahm.

Die Aufgabe des Sperrschiffes war nun die, bei solchen anfangs auf geringe, später aber auf grosse Strecken sich ausdehnenden Bewegungen der Eismassen den Eingang dieser letzteren in den Canal zu verwehren und dieselben im Hauptstrome zum Stehen zu bringen.

Solche partielle Nachrückungen des Eises fanden in der Zeit vom 4. bis 10. Februar — so lange der Eisstoss oberhalb Nussdorf noch nicht weit ausgebaut und daher auch nicht fest ausgeschoben war — wiederholt statt.

Vom 10. Februar bis zum Abgange des Eisstosses am 17. blieb der Eisstoss in Ruhe. Die Zeichnungen auf Blatt 13 zeigen die Eisrinnen, welche im Hauptstrome bei Nussdorf und im Canale oberhalb des Sperrschiffes am 3. und 8. Februar sich gebildet hatten. Nachdem sich am 3. und 4. Februar die Wasserrinne im Hauptstrome so weit vergrößert hatte, dass sie sich mit der Rinne des Canales vereinigte, erfolgte am 4. ein Nachrücken des Eisstosses, wodurch wieder alle Rinnen ausgefüllt wurden, und der Stoss zum Stehen kam.

Eine grössere Bewegung des Eisstosses fand am 10. Februar statt, welche wir zur Kennzeichnung dieser Functionsweise des Sperrschiffes ausführlicher beschreiben wollen.

Im Eisstosse hatte sich nicht nur oberhalb des Schwimmthores im Hauptstrome eine Wasserrinne gebildet,

sondern es entstanden auch oberhalb zwischen Kahlenbergerdorf und Korneuburg Wasserrinnen.

Durch diese Auflockerung des Eisstosses kam diese ganze bedeutende Eismasse am 10. um 1 Uhr Nachmittags in Bewegung und nahm ihre Richtung in den Donaucanal zum Sperrschiff.

Die ersten dahin gelangten Eismassen wurden durch dessen Widerstand gestaut, gingen theilweise unter demselben durch, unterbauten aber das Schwimmthor, besonders am rechten Ufer, stauten sich fast bis zum Bord des Schiffes auf und wirkten hindernd auf die nachfolgenden Massen, welche, in ihrer Bewegung verzögert, wieder auf die nächstfolgenden Eismassen stauend wirkten, derart, dass sich gegen den Hauptstrom zu eine immer dichtere Eismasse aufstaute, und endlich die sich so bereits im Hauptstrome gestaute Eismasse den Eisgang zum Stillstande brachte.

Es muss bemerkt werden, dass im Allgemeinen während der ganzen Zeit, wo der Eisstoss im Hauptstrome oberhalb Nussdorf aufgebaut stand, immer der Wasserstand am Sperrschiffe und daher auch im Canale um 0.3 bis 0.6 Meter niedriger war, als jener im Hauptstrome.

Nachdem aber am 10. Februar der in Bewegung gewesene Eisstoss durch das Schwimmthor zum Stehen gebracht war, wurde nicht nur der Wasserzufluss in dem Canal durch die comprimirte Eismasse bedeutend vermindert, sondern es stieg auch der Wasserstand im Hauptstrome.

Während des Nachrückens des Eisstosses war nämlich der Wasserstand im Hauptstrome 2 Meter, erhob sich aber, nachdem der Eisstoss zum Stillstand gebracht worden war, im Strome auf 2.2 Meter, wogegen er am Sperrschiffe und im Canale bis auf 0.4 Meter unter Null sank, so dass eine Niveau-Differenz von 2.6 Meter entstand.

Bei der so entstandenen grossen Druckhöhe des Wassers wurde nun das oberhalb des Schwimmthores im Canale befindliche, sowie das unter demselben unterbaute Eis nach und nach in einzelnen Stücken abgelöst, unter dem Schwimmthore verkleinert und in den Canal gebracht, wo nach jeder solchen Operation des Aufhaltens des nachrückenden Eisstosses ein zeitweises Eisrinnen entstand, welches so lange dauerte, bis die Ablösung der Eisstücke oberhalb des Schwimmthores so weit vorgerückt war, dass der übrig bleibende zusammengeschobene Eisblock stehen blieb, die Wasserstands-Differenz im Hauptstrome und am Sperrschiff sich verminderte, und dadurch auch die Zuströmungsgeschwindigkeit verringert worden war.

Am 10. gegen Abend machte sich das Wasser im Strome, und zwar unterhalb des Theilungsspornes Luft, strömte um den Sporn, hob das oberhalb des Sperrschiffes befindliche Eis, und das Wasser staute sich für einige Zeit an dasselbe derart, dass das Wasser oberhalb des Schwimmthores über 2 Meter höher stand, als unterhalb desselben.

Dieses unerwartete Schauspiel gibt den Fingerzeig, dass die auf der Sohle des Canales aufgebauten Auflager für das Schiff, welche nur für sehr kleine Wasserstände berechnet waren, erhöht werden müssen, damit in einem

ähnlichen Falle, wenn das Schwimmthor bei der Stauung des Eises bis auf diese Auflager sinken sollte, immer noch eine solche Durchflussöffnung erhalten bleibe, welche die Schwimmkraft des Sperrschiffes sichert.

Am 10. Februar trat wieder kältere Witterung ein; das Thermometer sank am 13. sogar auf 14° R. unter Null; überdies hatte sich der Eisstoss zwischen Kahlenbergerdorf und Korneuburg beim letzten Nachrücken fest zusammengeschoben, der Eisstoss blieb demzufolge auch in den folgenden Tagen bis zum 17. Februar unbeweglich.

Während dieser Zeit vom 4. bis 17. Februar fand in dem eisfreien Donaucanale jedesmal nach einer Nachrückung des Eisstosses im Hauptstrome — durch die oberhalb des Schwimmthores (wie oben gesagt wurde) abgeführten Eisstücke — ein zeitweiliges Eisrinnen statt, welches nur ein einziges Mal bei dem bedeutenden Nachrücken des Eisstosses im Hauptstrome am 10. Februar während 5 Stunden eine Stellung des Eises unterhalb am Einflusse des Canales in der geringen Länge von 1000 Meter verursachte.

Die Ueberschwemmungs-Commission bezeichnete deshalb auch in ihren Tagesberichten während dieser Zeitperiode den Donaucanal als eisfrei.

Durch die am 16. Februar eingetretene mildere Witterung, welche in den folgenden Tagen in ein ausgiebiges Thauwetter überging, hatten sich im Hauptstrome bei und unterhalb Wien grössere eisfreie Rinnen gebildet, ja zwischen der Nordwestbahn-Brücke und der Reichsstrassen-Brücke war sogar die Donau auf eine grössere Länge eisfrei.

Bei Tulln hatte sich der Eisstoss schon am 16. zusammengeschoben, und ein partieller Eisstoss oberhalb Wien kam am 17. in Bewegung.

Am Sperrschiff wiederholte sich am 17. der Vorgang vom 10., der Eisstoss schob sich an das Schwimmthor und den oberhalb der Nordwestbahn-Brücke feststehenden Eisstoss an, wodurch das Wasser am Schwimmthor und im Canale sank.

Gegen Abend trat zwar wieder eine grosse Bewegung des Eisstosses oberhalb Nussdorf ein, das Eis ging aber durch das Inundationsbett.

Während dieser ganzen Zeit und bis zum 18. um 7 Uhr Früh schützte die am 17. durch das Sperrschiff erzeugte Eiswehr im Strome gegen das Eindringen des Eisganges in den Canal, und es gelangte nur zeitweise die Menge des Eises, welches sich oberhalb des Schwimmthores im Canal ablöste, in denselben: nur die Eismassen des Eisstosses des Wienflusses, welche am 17. abgingen, bewirkten am unteren Theile des Canales ein Eisrinnen in der ganzen Breite desselben, wurde aber von dem Canale in den alten Stromarm abgeführt.

Am 18. Früh war der ganze Eisstoss oberhalb Nussdorf in Bewegung. Zuerst kamen einzelne abgelöste Eisbildeten Wasserrinnen — nachdem der Eisstoss im Hauptstrome vom Theilungswerke abwärts noch fest und widerstandsfähig war — bei dem hohen Wasserstande von 3.73 Meter, welcher bis 11 Uhr auf 4 Meter zunahm, ihren

Weg durch das Inundationsbett der Donau und später durch den Canal nahmen.

Es war dies nicht ein compacter Eisstoss, sondern ein starkes Eisrinnen, welches bei dem hohen Wasserstande und der verhältnissmässig geringen Tauchung des Schiffes unter dem Sperrschiffe durchfloss und im Canale ein Eisrinnen hervorbrachte.

Das erste Mal war es, dass die an das Sperrschiff ankommenden Eismassen nicht zur Stauung und zum Stillstehen gebracht wurden. Die Ursache ist darin zu suchen, dass in den früheren Fällen immer eine dichte Eismasse an das Sperrschiff gelangte und sich rasch staute, und selbst das Hinderniss für die nachdrückende Eismasse bildete, während in dem angeführten Falle die Eisschollen nicht zusammengeschoben, sondern lose, bei hohem Wasserstande, also mit grosser Geschwindigkeit an das Sperrschiff gelangten.

In den ersten Morgenstunden war das Durchfliessen des Eises unter dem Sperrschiffe, welches noch durch im Hauptstrome vorliegende Eismassen behindert war, nur gering, um 11 Uhr aber nahm das Eisrinnen unter dem Sperrschiffe zu und erzeugte im Canale ein Eisrinnen in der ganzen Breite, welches theils stärker, theils schwächer, fast bis 2 Uhr andauerte. Um 2 Uhr wurde der bei der Dampfschiffahrts-Agentie noch bestandene Eisdamm durchbrochen, zum Sperrschiffe geführt, dort aber gestaut und zum Stillstande gebracht und bildete während der folgenden Stunden des Eisabganges eine Schutzwehre für den Canal.

Endlich wurde um 4 Uhr auch der Eisstoss oberhalb der Nordwestbahn-Brücke gehoben, und der ganze Eisstoss des Hauptstromes war in Bewegung, kam aber theilweise wieder unterhalb der Stadlauer Eisenbahnbrücke im Hauptstrome zum Stehen.

Während der zwei Tage am 17. und 18., wo der Eisstoss in Bewegung war und endlich oberhalb Wien fast ganz abging, fand daher unter dem Sperrschiffe nur am Morgen des 18. während einiger Stunden ein starkes Eisrinnen statt; Nachmittags, wo der ganze Eisstoss im Strome in Bewegung war, schützte der um 2 Uhr durch das Sperrschiff erzeugte Eisdamm den Canal vor dem Eindringen des Eises.

Im Donaucanale spielte an diesen zwei Tagen der unfertige Zustand desselben, insbesondere der abgebaute alte Donaustrom, in welchen noch provisorisch der Donaucanal mündet, eine grosse Rolle, und nach den Berichten der Stromaufsicht wurden folgende Wahrnehmungen gemacht:

Am 17. gelangte im Verlaufe des Tages der Eisstoss des Wienflusses in den Canal und erzeugte ein Eisrinnen in der ganzen Breite des Canales.

Dieses Eis schob sich im alten Donaubett unter das Eis, mit dem dasselbe bereits ausgefüllt war. Im Donaucanal fand keine Eisstauung statt.

Am 18. war der abgebaute alte Donaustrom, welcher bei niedrigem Wasser als ein grosser Teich zu betrachten ist, durch das von drei Seiten erhaltene Eis, nämlich von dem noch nicht beendeten Absperwerke am Weiden-

haufen, von seiner Ausmündung in den neuen Strom und von dem Donaucanale, sowie endlich durch das Eis, welches sich in diesem Wasser selbst durch Frost gebildet hatte (am 4. ist dieser alte Donaustrom bei strenger Kälte in der ganzen Ausdehnung zugefroren), vollständig mit Eis ausgeschoben.

Das durch den Donaucanal dem alten Strom am 18. zugeführte Eis fand im Canale, da es, wie oben gesagt, nicht in der Form eines gebundenen Eisstosses, sondern bloss als starkes Eisrinnen auftrat, freien Durchfluss und kam im Canale nicht zum Stillstand.

Das Eis fand auch noch bis 11 Uhr Vormittags Raum in dem alten Strome, da es bei erhöhtem Wasserstande das in demselben befindliche Eis hob und sich unter demselben aufbaute.

Um 11 Uhr 10 Minuten aber berichtete die Stromaufsicht: „Das Wasser steigt bei der Ausmündung des Canales rapid. Rückstauung aus dem alten Strombette und Stellung des Eisstosses im Canale. Wasserstand 3.85 Meter über Null.“

Um 11 Uhr 15 Minuten: „Austritt des Wassers über die Ufer beim neuen Wirthshause.“

Um 11 Uhr 25 Minuten: „Das Wasser steht 8 Centimeter über den Uferändern, also 4.38 Meter über Null (was eine Uferhöhe von bloss 4.3 Meter ergibt). Im alten Strombette hat sich das Eis derart verschoppt, dass kein Wasserabfluss mehr möglich ist. Wasserstand 4.72 Meter.“

Von dieser Zeit an hat sich der Eisstoss im Canale von seiner Ausmündung aufwärts aufgebaut und reichte um 12 Uhr 45 Minuten zum neuen Wirthshause und bis vor 2 Uhr an die Kaiser Josefs-Brücke.

Um 1 Uhr 30 Minuten aber hat sich der Eisstoss im Canale von dessen Ausmündung bis zur Theerfabrik, also circa 1200 Meter losgerissen und im alten Strombette zwischen dem Schuster- und Weidenhaufen auf dem alten Eisstoss aufgebaut.

Durch den Rückstau stieg das Wasser im Canale und erreichte bei der Ferdinandsbrücke um 1 Uhr die Höhe von 4.34 Meter und vorübergehend um 3 Uhr die grösste Höhe von 4.50 Meter, von welcher Zeit an das Wasser wieder sank.

In dieser Zeit des grössten Wasserstandes trat das Wasser des Canales an den niedrigsten Stellen der Leopoldstadt und der Rossau, aber nur in sehr geringem Umfange über seine Ufer.

Eine Ausnahme bezüglich der Ueberfluthung bildet das Erdbergermals, welches eine Niederung ist, welche bei jedem starken Regen unter Wasser gesetzt wird und hier nicht in Betracht gezogen werden kann.

Um 4 Uhr 30 Minuten trat das Wasser bei einem Wasserstande von 4 Meter über Null bei der Canalausmündung, bei sonst gleich gebliebenem Eisstande, zwischen der Kaiser Josefs- und Stadlauer Brücke über die Ufer aus. (Es ist das die Stelle, wo früher einmal der alte Donaucanal seinen Weg durch den Prater nahm.) Später wurde an dieser Stelle auch der neu aufgeführte Uferdamm durchbrochen und verursachte eine Wasser- und Eis-

strömung durch den Prater, welche unterhalb in den provisorischen Winterhafen und den alten Donaustrom ihren Weg nahm.

In den Eis- und Wasserverhältnissen an dem unteren Theile des Canales hat sich bis zum 19. um 2 Uhr Morgens wenig geändert. Von dieser Zeit an bildeten sich Wasserrinnen in dem Eise, zugleich wurde aber noch um 2 Uhr Früh berichtet, dass vom alten Strombette sich das Wasser in dem Canale aufwärts staut.

Am 19. um 2 Uhr Nachmittags war die ganze in dem unteren Theile des Canales befindliche Eismasse in Bewegung, und der Canal eisfrei, während der Eisstoss im alten Strom erst am 20. um 7 Uhr Früh gänzlich abging.

Beim Abgange des Eisstosses um 2 Uhr hat aber das über den am Prater durchbrochenen Uferdamm eingebrungene Wasser sich unterhalb einen Weg in den provisorischen Hafen gebahnt, das Dampfschiff „Neue Donau“, Baggerschiffe, Propeller, Schotterplatten und Gerüstschiffe der Bau-Unternehmung der Donau-Regulierungs-Arbeiten losgerissen und gegen Mannswörth geführt.

Ich beschränke mich hier, blos den Thatbestand zu constatiren, ohne vorläufig zu untersuchen, inwieferne der unfertige Zustand der Absperrung des alten Stromes beim Weidenhaufen und der unfertige Zustand des Canales und seiner Uferhöhen auf die Ereignisse des 18. Februar schädlich eingewirkt haben dürfte; es ist aber augenscheinlich, dass dieser Theil der noch auszuführenden Arbeiten der Donau-Regulirung die eingehendsten Studien und volle Würdigung erheischt.

Am 19. Februar trat an das Sperrschiff eine neue Anforderung heran.

Nachdem der Eisstoss am 18. oberhalb Wien fast im ganzen Strome bis auf einige geringe Eispartien zwischen Nussdorf und Klosterneuburg abgegangen und das Wasser in der grossen Donau im Sinken war, konnte man sich der Hoffnung hingeben, dass nun jede Ueberschwemmungsgefahr behoben sei, und das Wasser im Strome rasch fallen werde.

Durch die anhaltenden warmen Regen und die geschmolzenen grossen Schneemassen, deren Wasser der noch gefrorene Boden nicht aufzunehmen im Stande war, stieg aber der Wasserstand am 19. gegen Mittag stetig und begann erst am 24. Nachmittag langsam zu fallen.

Das Sperrschiff wurde deshalb mittelst Wasserfüllung versenkt, und der Wasserstand im Canale herabgedrückt.

Bei der Tauchung des Sperrschiffes auf 16'5 Fuss, d. i. 5'22 Meter wurde ein Wasserstand am Pegel des Stromes von 11 Fuss 6 Zoll = 3'64 Meter, und an dem unterhalb vom Schwimmthore circa 500 Meter entfernten Pegel beim Wasser-Zollamte im Canale von 8 Fuss 9 Zoll = 2'77 Meter abgelesen, was eine Depression von 2 Fuss 9 Zoll = 0'87 Meter ergibt.

Um die dadurch erzielte Tieferlegung des Wasserspiegels im Donaucanale gegen den Wasserspiegel in der grossen Donau richtig würdigen zu können, genügt es aber nicht, den Wasserstand im Strome an dem Pegel oberhalb der Dampfschiffahrts-Agentie und den Wasser-

stand im Canale unterhalb an dem Pegel beim Wasser-Zollamte abzulesen und letzteren von ersterem abzuziehen, und diese Differenz als die erzielte Depression des Wassers im Canale anzunehmen. Denn da der Nullpunkt des Pegels im Canale niedriger steht, als jener im Hauptstrome, so müssen zuerst beide Pegel auf denselben Nullpunkt gebracht, daher die Differenz der Pegelhöhen zu dem abgelesenen Wasserstande im Strome zugerechnet und dann erst der abgelesene Wasserstand im Canale abgezogen werden.

Nach dem am 16. März 1874 aufgenommenen Protokolle über die abgeführten Tauchungsversuche wurde diese Differenz durch Messung vor dem Anlegen des Schiffes und bei der Controlmessung nach Entfernung desselben mit 9 Zoll, d. i. 0'22 Meter gefunden.

Mit Hinzurechnung dieser Pegel-Differenz von 9 Zoll oder 0'22 Meter betrug daher die Depression des Wassers im Donaucanale 3 Fuss 6 Zoll oder 1'09 Meter.

Die unmittelbar am Sperrschiffe gemessene Depression des Wasserspiegels im Canale war eine viel grössere und betrug 5 Fuss 6 Zoll d. i. 1'74 Meter, indem oberhalb des Sperrschiffes in der Mitte eine Tauchung desselben von 16 Fuss 6 Zoll = 5'22 Meter, unterhalb desselben eine Tauchung von 11 Fuss = 3'48 Meter abgelesen wurde.

Von dieser Depression gingen also 2 Fuss d. i. 0'65 Meter durch den Stau, welchen das unter dem Schiffe mit grosser Geschwindigkeit durchströmende Wasser unterhalb des Schiffes erzeugte, für die Depression weiter unten im Canale verloren.

In der Nacht vom 20. zum 21. Februar wurde der Rollerdamm an seiner Krone durchbrochen, wonach sich der Wasserspiegel im Strome bei der Dampfschiffahrts-Agentie um 6 Zoll, d. i. 0'16 Meter senkte.

Am 23. Februar trat ein Zwischenfall ein, welcher, als die Wirkung der durch das Sperrschiff erzielten Depression kennzeichnend, bemerkenswerth sein dürfte.

Die Sohle des Canales unter dem Sperrschiffe ist mittelst einer 1'27 Meter starken Béton-Schichte hergestellt.

Am 23. wurde wahrgenommen, dass das Ende dieser Béton-Sohle unterhalb des Schiffes, sowie die rechte Uferversicherung durch die Wasserströmung angegriffen werde. Obgleich diese Schäden für die Standhaftigkeit der Widerlager des Sperrschiffes ohne Bedeutung waren, wünschte dennoch die Donau-Regulierungs-Commission das Weitergreifen dieser Schäden möglichst zu beschränken, und deshalb ein Heben des Sperrschiffes. In dieser Absicht wurde bei der Ueberschwemmungs-Commission angefragt, wie hoch der Wasserspiegel im Canale ohne Nachtheil erhöht werden könnte, worauf die Canal-Inspection durch die Donau-Regulierungs-Commission die Erklärung erhielt, dass der Wasserspiegel im Canale um 0'5 Meter ohne Nachtheil erhoben werden könne. Es wurde darauf vorerst das Schiff so weit gehoben, dass sich der Wasserspiegel im Canale um 7 Uhr Abends um 0'24 Meter und in den folgenden Stunden noch weiters um 0'03 Meter erhob.

Dieses plötzliche Steigen des Wassers im Canale brachte eine solche Beunruhigung bei den Bewohnern der am Canale gelegenen Häuser hervor, dass nach Verlauf von kaum

einer Stunde von den Betheiligten bei der Canal-Inspection in Nussdorf besorgliche Anfragen gestellt wurden, was mit dem Schwimmthor geschehen sei, da ein plötzliches Steigen des Wassers um 0.24 Meter beobachtet wurde; auch in den Prater soll das Wasser dadurch neuerdings eingetreten sein. Die Ueberschwemmungs-Commission sah sich — wie verlaublich wurde — demzufolge auch veranlasst, wegen des neuerlichen Steigens des Wassers wieder in Permanenz zu treten.

In Vorstehendem wurden die während der Zeit der Ueberschwemmungsgefahr erhobenen Thatsachen zusammengestellt. Es bleibt vorbehalten, Schlüsse zu ziehen und Anträge zu stellen; letztere können erst nach reiflicher Erwägung aller Umstände und Vornahme der einschlägigen Studien gemacht werden.

Wien, 4. März 1876.

Project für einen eisernen Oberbau.

Von

Wenzel Hohenegger,

Ober-Inspector der österreichischen Nordwestbahn.

(Mit Zeichnungen auf Blatt Nr. 10.)

Durch die Massenerzeugung des Bessemer-Stahles in Oesterreich ist es gelungen, ein Schienenmaterial zu erhalten, welches den Preis der Stahlschiene nur um circa 15% höher stellt, als jenen mittelguter Eisenschienen von gleichem Profile; da jedoch erfahrungsgemäss die Stahlschiene eine mindest zweimal grössere Verwendungsdauer zulässt, so ist es natürlich, dass unter diesen Umständen von der ferneren Verwendung der Eisenschiene gänzlich abgesehen, und ausschliesslich nach dem Stahlmaterial gegriffen werden muss.

Thatsächlich verwenden alle sachgemäss vorgehenden Bahnverwaltungen fast nur mehr Stahlschienen zur Ergänzung ihres laufenden Bedarfes.

Auf diese Weise werden im Laufe der kommenden Jahre bei den österreichischen Bahnen Millionen von Centnern an unbrauchbar gewordenen Eisenschienen aus der Bahn genommen werden, für welche sich keine Verwendung, und somit auch kein Käufer zu halbwegs entsprechendem Preise finden wird.

Dieser Umstand, sowie der stetig steigende Preis der Holzschwellen, muss es dem denkenden Eisenbahn-Techniker nahe legen, einerseits für die verfügbar werden den Pauscheisenschienen eine passende Verwendung zu suchen, und anderseits den jährlichen Bedarf von Schwellenhölzern allmähig auf ein Minimum herabzudrücken.

Das Mittel, um beide Zwecke gleichzeitig zu erreichen, liegt in der Einführung eines eisernen Oberbausystems, das ist im Ersatz der Holzschwellen durch passende Eisenschwellen.

Unter den bis heute bekannten und erprobten Systemen eisernen Oberbaues hat sich, laut Ausspruch der Versammlung der Eisenbahn-Techniker zu Düsseldorf im September 1874, Referat Nr. 6, das zweitheilige System, auch

System Hilf genannt, am besten bewährt; denn wenn wir die einzelnen Systeme durchgehen, so finden wir:

Dass das System der eisernen Querschwellen neben kostspieliger Materialvergeudung alle Nachtheile des Holzquerschwellen-Oberbaues an sich hat, worunter der vornehmlichste, die sprungweise Unterstützung der Fahrschiene und das hiedurch bedingte Suttent bilden, eine Folge des Niedergehens einzelner Schwellenköpfe ist; auch bedingt dieses System eine besonders starke Fahrschiene; zudem haben die ausgedehnten in Deutschland und Frankreich gemachten Versuche erwiesen, dass mit dem Oberbau auf eisernen Querschwellen die Richtung der Bahn schlechterdings nicht zu erhalten sei, weshalb die bereits gelegten eisernen Querschwellen allseitig wieder gegen Holzschwellen umgetauscht werden.

Unter den drei Systemen des eisernen Langschwellen-Oberbaues hat das eintheilige (System Hartwich) die Nachtheile: des harten Befahrens, des seitlichen Ausweichens der Schiene mit ihrem Kopfe (Kippen der Schiene), der kostspieligen und schwierigen Erhaltung des Schotterkörpers unter den Schienen in Folge der ungünstigen Form der Auflagsfläche der Schienen auf dem Schotterkörper; endlich der Kostspieligkeit bei Auswechslung schadhafter Schienenköpfe, indem der ganze Schienenträger entfernt und in's Pauscheisen geworfen werden muss. Endlich hat sich als ärgster Uebelstand das Abbiegen der Schienenenden in senkrechtem Sinne bis zu 25^{mm} ergeben, so dass auch dieser Oberbau allseitig wieder aus der Bahn entfernt wird.

Die dreitheiligen Systeme haben die folgenden Nachtheile:

Die Kostspieligkeit der ersten Anlage; die Schwierigkeit in der Herstellung, indem in Curven auch der im Schotterkörper liegende Constructionstheil schon in der Montirungswerkstätte entsprechend gebogen werden muss; denn es ist einleuchtend, dass die Continuität der Curve bei dem sehr widerstandsfähigen Träger nicht durch einfaches, seitliches Unterstopfen hergestellt werden kann. Das geringe Widerstandsvermögen gegen verticalen Druck, das ist ein kleines Trägheitsmoment der von einander nahezu unabhängigen beiden Theile der Langschwelle, die Unvollkommenheit in der Laschenverbindung der zweitheiligen Langschwelle, welche eine Dilatation nahezu unmöglich macht, und sodann Verkrümmungen der Fahrbahn in Folge der Wärmeausdehnung zur Folge hat.

Endlich die Schwierigkeit der zweckentsprechenden Befestigung der Fahrschiene mit den beiden Unterschien, wobei eine laschenartige Einklemmung der Fahrschiene in die Unterschien nur auf Kosten der unverrückbaren Lage des Schotterkörpers unter den letzteren denkbar ist.

Die Vortheile des zweitheiligen Systems bestehen im Wesentlichen in Folgendem:

Dieses System gewährt eine sanftere und geräuschlosere Fahrt als alle anderen Systeme, ja selbst als der Holzschwellen-Oberbau; es bietet einen grösseren Widerstand gegen seitliche Verschiebung des Geleises und der einzelnen Schienenstränge, als die übrigen Systeme, insbesondere aber als der Querschwellen-Oberbau; das Gleiche

gilt hinsichtlich der Spurerweiterungen, beziehungsweise der Aufkippungen der Fahrschienen.

Die Kosten der gewöhnlichen Erhaltung, das ist des Richtens und Hebens, sind bei diesem System geringer, als bei allen anderen, und betragen beispielsweise 30% weniger, als beim Holzschwellen-Oberbau, wogegen das Hartwich-System bei 45% mehr Erhaltungskosten bedingt.

Gegenüber dem dreitheiligen Systeme ist noch hervorzuheben, dass der Uebergang aus dem bestehenden breitbasigen Schienen-Oberbau leicht zu bewerkstelligen ist, und dass sich die bestehenden Weichen- und Kreuzungs-Construktionen dem zweitheiligen Systeme leicht anpassen lassen.

Endlich ist der zweitheilige Oberbau auch im verticalen Sinne der stärkste, wie aus der später folgenden statischen Berechnung zu entnehmen.

Nachdem die Vortheile des zweitheiligen Systemes unzweifelhaft dargethan sind, wird nunmehr das Detail der einzelnen Constructionstheile festzustellen sein.

Unter den bis heute ausgeführten, oder zur Ausführung bestimmten Constructionen dieses Systems machen sich zwei Hauptrichtungen geltend:

Die Hilfsche, welche die Unterschiene als den eigentlich tragenden Theil betrachtet, und dieselbe dem entsprechend stark und widerstandsfähig macht, dagegen die Oberschiene oder Fahrschiene nur als ein Mittelglied zwischen den Rädern der Fahrzeuge und der den Druck auf den Schotterkörper übertragenden Unterschiene betrachtet, und dem entsprechend das Gewicht der, der Abnutzung und Auswechslung unterliegenden Oberschiene möglichst herabmindert, und die Richtung der rheinischen Bahn, welche die Oberschiene als den tragenden Theil betrachtet, welche alle Unebenheiten in der Schotterlage vermöge ihrer Stärke und Steifheit aufzunehmen und auszuhalten hat, wogegen die Unterschiene nur die Auflagfläche für den Schotterkörper bilden soll.

Dem entsprechend ist bei letzterer die Unterschiene schwach, und die Oberschiene bei 140^{mm} Höhe und äusserst starker Laschenverbindung aussergewöhnlich stark gehalten.

Es bedarf wohl keines besonderen Beweises, dass das erstere System der starken Unterschiene in constructiver und ökonomischer Beziehung das Richtige ist; denn die Unterschiene, welche einmal in ihrer Ruhelage, der Fahrschiene für immerwährende Zeiten eine unverrückbare Basis bilden soll, muss demgemäss so stark sein, dass kleine Setzungen (Sutten) auf der Fahrschiene einen möglichst geringen Einfluss nehmen, und da die Unterschiene durch Abnutzung (Verschleiss im Betriebsverkehr) nie zur kräftigen Profil derselben eine einmalige Auslage, welche ihre guten Früchte trägt, wogegen die Fahrschiene, welche dem Verschleiss, somit periodisch wiederkehrenden Auswechslungen unterliegt, ein leichteres Profil erhält, wodurch die wiederkehrende Auslage eine geringere wird.

Beim System der rheinischen Bahn wird die Unterschiene, welche durch die schwere und steife Oberschiene im Niveau gehalten wird, bei jedesmaligem Auswechseln der letzteren aus der Ruhelage gebracht; die erste Anlage

ist in Folge der aus dem werthvolleren Materiale bestehenden schweren Oberschiene eine ziemlich kostspielige, und die periodischen Auswechslungen der schweren Oberschiene sind wiederkehrende bedeutende Auslagen.

Entsprechend den beiden Richtungen der leichteren oder schwereren Unterschiene gehen auch die Ansichten über die Profilierung derselben auseinander, indem die rheinische Bahn ihrer Unterschiene die einfache

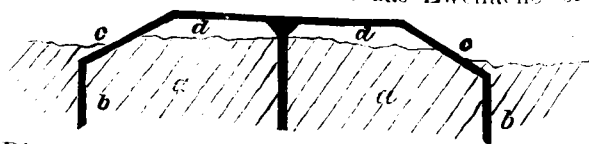
Form gibt, wogegen Hilf die Form eines liegenden E festhält, und hiebei in der äusseren Form das Profil einer normalen abgekanteten Eichen-schwelle annimmt.

Die erste Form ergibt einen schwachen Träger von sehr ungünstiger Tragform (kleinem Trägheitsmoment), welcher zudem den Schotterkörper der Bettung schlecht zusammenhält, so dass ein oftmaliges Nachkrampen und Heben des Geleisstranges erforderlich sein wird.

Die Stösse der Fahrbetriebsmittel werden den Schotterkörper seitlich hinausdrängen.



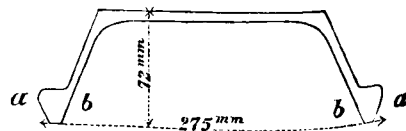
Die Hilfsche Unterschiene hat eine verhältnissmässig günstige Tragform, indem die beiden Seitenlappen *bb* das Tragemoment bedeutend, etwa um das Zweifache erhöhen.



Die Schotterprismen *aa* werden sehr gut zusammengehalten, und in Folge der Schrägen *cc* stark zusammengepresst; dieses ist daraus zu ersehen, dass die Räume *dd* unter der Tragwand *cdc* selten vom Schotterkörper selbst ausgefüllt werden, sondern sich meist mit Staub und Kiesschlich ausfüllen, was wohl nicht möglich wäre, wenn die Schotterprismen *aa* in gelockertem Zustande verbleiben würden.

Der Umstand, dass bei dem Hilfschen Profile der gepresste Schotterkörper nicht bis zur Platte reicht, ist für die Widerstandsfähigkeit der Platte gegen die (in Folge der seitlichen Stösse) an dem Schienenfusse wirkenden Kräfte sehr ungünstig.

Die entsprechende Verbesserung und gleichzeitig ein bedeutendes Materialersparniss wird erzielt, wenn die Mittelrippe ganz weggelassen und hiedurch die Walzung des Profiles wesentlich erleichtert, beziehungsweise der Centnerpreis der Unterschiene bedeutend billiger gestellt wird.



Um den Träger trotz der Materialverminderung möglichst steif und tragfähig zu gestalten, wurden die Seitenflügel etwas verlängert, und stark keilförmig abgeschlossen; durch die Schaffung der Flächen *ab* wird ein geeigneter Haltpunct für die Befestigung der Querschwellen am Stoss der Unterschiene gegeben.

Das in obiger Weise umgestaltete Profil hat gegen das Hilfsche die Vortheile:

- a) der leichten Walzung, indem die Prismen ab , ba eine starke verticale Pressung in den Walzen zu Gunsten der reinen Profilirung zulassen;
- b) der grösseren Tragfähigkeit, da durch die grössere Constructionshöhe und die bessere Materialsanordnung das Trägheitsmoment bedeutend vermehrt wurde.
- c) der bedeutenden Versteifung des Trägers im waagrechteten Sinne.

Es beträgt die Profilfläche bei der Rheinbahn $24 \cdot 70 \text{ cm}^2$, bei Hilf $37 \cdot 66 \text{ cm}^2$ gegen $33 \cdot 08 \text{ cm}^2$ obigen Profils; das Trägheitsmoment bei der Rheinbahn $42 \cdot 0$, bei Hilf $109 \cdot 0$ und oben 176 , — die Breite der Auflagfläche bei der Rheinbahn 25 cm , bei Hilf 30 cm und bei obigem Profile $27 \cdot 5 \text{ cm}$.

Für die stählerne Fahrschiene wird ein 122 mm hohes Profil mit einem auf 90 mm verschmälerten Fusse gewählt, da es nicht rathsam erschien, dieses den heutigen Betriebsverhältnissen entsprechende Profil durch übel angebrachte Sparsamkeit zu schwächen, und hiedurch gezwungen zu sein, bei der geringsten Steigerung der Betriebsanforderungen zu einem stärkeren, neuen Profile greifen zu müssen.

Das Trägheitsmoment des obigen Profils beträgt 706 . Im Zusammenhalte mit dem Trägheitsmomente der Unterschiene erhält man aus der beiliegenden „statischen Berechnung“ eine Maximalspannung der äussersten Faser der Stahlschiene von 960 kg per $\square \text{ cm}$; während bei einem normalen Holzschwellen-Oberbau mit schwebendem Stosse und 122 mm Fahrschienenhöhe die äusserste Faser der Eisenschiene bis zu 1090 kg per $\square \text{ cm}$ in Anspruch genommen wird.

Bei dem in der Nummer XVII des Jahres 1875 der Vereinszeitschrift veröffentlichten dreitheiligen Oberbaue von Atzinger tritt die ungünstigste Inanspruchnahme des Materiales im Aussenwinkel auf, in welchem eine Pressung bis zu 1550 kg per $\square \text{ cm}$ stattfindet, wogegen im vorliegenden zweitheiligen Systeme die grösste Inanspruchnahme in der Unterschiene, mit einer Spannung von 810 kg stattfindet. Da die übrigen dreitheiligen Systeme zumeist schwächer als das Atzinger'sche sind, so kann man im Allgemeinen behaupten, dass der zweitheilige Oberbau, bei annähernd gleichem Gewichte, die doppelte Stärke des dreitheiligen besitzt.

Nachdem hiemit die Construction des neuen eisernen Oberbaues in allen ihren wesentlichen Theilen genügend erläutert und begründet ist, wird im Nachstehenden der Nachweis für den auch ökonomisch höheren Werth des eisernen Oberbaues gegenüber dem normalen Holzschwellen-Oberbau geliefert.

Statische Berechnung des vorliegenden Eisen-Langträger-Oberbau-Systemes.

Der Construction liegt die Idee zu Grunde, ohne Ausserachtlassung der Oekonomie durch die Verwendung von Stahlschienen mit starkem Kopfe und möglichst tragfähiger Langträger, deren Profil ein festes und inniges Zusammenhalten des Schotterkörpers bezweckt, bei möglichst günstiger Inanspruchnahme des Materiales ein Minimum

der relativen Abnützung und daher der Erhaltungskosten zu erreichen. Die, in Folge des Umstandes, dass die neutralen Schichten der Fahrschiene und des Langträgers nahezu in die Mitte der respectiven Trägerhöhen fallen, relativ geringe Material-Inanspruchnahme gewährt diesem Systeme einerseits vermehrte Solidität, anderseits bezweckt die ganze Anordnung derselben die Vermeidung aller dem Zugverkehre und dem Zugsmateriale schädlichen Einflüsse.

Das vorliegende zweitheilige Eisen-Oberbau-System besteht aus Stahl-Fahrschienen von $9 \cdot 75 \text{ m}$ Länge für die Geraden und Curven bis $R = 375 \text{ m}$ und von $6 \cdot 5 \text{ m}$ Länge für Curven von $R = 374 \text{ m}$ bis $R = 150 \text{ m}$; ferner aus Walzeisen-Langträgern, deren Längen von $9 \cdot 7 \text{ m}$ und $6 \cdot 45 \text{ m}$ obigen Schienenlängen entsprechen.

Fahrschienen und Langträger sind durch 19 mm starke Schrauben verbunden.

Unter je zwei Stössen der Langträger liegt ein $2 \cdot 4 \text{ m}$ langer Querträger gleichen Profils, auf welchem die Enden der Langträger befestigt sind. Zur Verbindung der beiden Geleisstränge dienen ausser den Querträgern noch zwei Spurbolzen per Schienenlänge Geleis, welche in nahezu gleichen Abständen und symmetrisch zur Schienenmitte angebracht sind.

Die Verbindung der Schienen mit den Langträgern lässt eine, wenn auch geringe Verschiebung dieser beiden Haupt-Constructionstheile zu, daher dieselben nicht als homogener Träger, sondern blos mit der Summe ihrer Trägheitsmomente in Rechnung genommen werden.

Für die Berechnung wurden folgende Annahmen gemacht:

1. Elasticitätsmodul für Stahl und Eisen $E = 2,000,000$.
2. Coëfficient der Widerstandsfähigkeit der Bettung, entsprechend den von Weber auf den sächsischen Staatsbahnen angestellten Versuchen $= 16 = C$.
3. Maximal-Raddruck $= 7500 \text{ kg} = G$.
4. „ Radstand $= 1 \cdot 4 \text{ m} = 2 \text{ l}$.
5. Die durch den Raddruck erzeugten Einsenkungen sind dem Raddrucke proportional.
6. Die Radlasten sind gleich gross.
7. Das specifische Gewicht für Eisen und Stahl $= 7 \cdot 8$ oder das absolute Gewicht $= 7800 \text{ kg}$ per Cubikmeter.

Das gewählte Schienenprofil hat bei einer Höhe von 122 mm eine Kopfbreite von 55 mm und eine Fussbreite von 90 mm . Die Fläche beträgt: $35 \cdot 5 \square \text{ cm}$, das Gewicht per Current-Meter $27 \cdot 7 \text{ kg}$, das Trägheitsmoment W in Bezug auf die neutrale Schichte, welche in $6 \cdot 26 \text{ cm}$ Höhe über der Schienenbasis liegt, beträgt 706 (exclusive Lochung).

Das Profil der Langträger ergibt eine Fläche von $33 \cdot 08 \square \text{ cm}$, ein Gewicht von $25 \cdot 8 \text{ kg}$ und ein Trägheitsmoment W auf die eigene neutrale Schichte, welche in der Höhe von $4 \cdot 6 \text{ cm}$ liegt, von 176 (excl. Lochung); die Basis ist $b = 275 \text{ mm}$ breit, die Höhe beträgt 72 mm .

Nach Winkler's Theorie der Langträger-Oberbau-Systeme bestehen zwischen den Coordinaten der elastischen Linie des Geleisstranges und den übrigen bereits oben angeführten Bestimmungsstücken die Gleichungen

$$p = C y \dots \dots \dots 1)$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = - \frac{C b y}{E (W + W_1)} \dots \dots \dots 2)$$

worin p der Druck per Einheit der Grundfläche ist. Führt man in 2) die Grösse

$$K = \sqrt[4]{\frac{C b}{4 E (W + W_1)}}$$

ein, so ergibt sich:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = - 4 K^2 y,$$

somit

$$y = - \frac{1}{4 K^2} \frac{d^2 y}{dx^2} \dots \dots \dots 3)$$

ferner

$$M = \frac{C b}{4 K^2} \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} \dots \dots \dots 4)$$

Die aus 3 und 4 integrierten und unter der Annahme, dass $Kl > 1$ wird, vereinfachten Ausdrücke für den Druck p und das Moment M unter den Radachsen, welche Werthe für die Bestimmung der Materials-Inanspruchnahme die maassgebenden sind, lauten:

$$p = \frac{G}{2 b} \sqrt[4]{\frac{C b}{4 E (W + W_1)}} = \frac{G K}{2 b} \dots \dots \dots I)$$

$$M = \frac{G}{4} \sqrt[4]{\frac{4 E (W + W_1)}{C b}} = \frac{G}{4 K} \dots \dots \dots II)$$

und die Inanspruchnahme der äussersten Faser

$$a = \frac{M e}{W + W_1} \dots \dots \dots III)$$

wenn e die Entfernung dieser Faser von der neutralen Schichte bezeichnet.

A. Für den Querschnitt durch den gelochten Langträger wird:

$$K = 0.0157; Kl = 1.101,$$

$$p = 2.14^{kg} \text{ per } \square^{cm}, M = 119220, \text{ somit}$$

$$a = 610^{kg} \text{ per } \square^{cm} \text{ der gespanntesten Eisenschichten und}$$

$$a = 815^{kg} \text{ per } \square^{cm} \text{ der gespanntesten Stahlfasern,}$$

bei gleichzeitiger Beanspruchung der Fahrschiene und des gelochten Langträgers.

B. Am Stosse der Langträger ist die Schiene auf 50^{mm} nicht unterstützt, dagegen die Enden der Langträger auf dem Querträger fixirt, so dass die Beanspruchung der Schiene mit denselben Voraussetzungen, aber nur mit dem eigenen Trägheitsmomente gerechnet werden kann; dann ist:

$$K = 0.0166,$$

$$Kl = 1.163,$$

$$p = 2.49^{kg} \text{ per } \square^{cm},$$

$$M = 112890 \text{ und}$$

$$a = 960^{kg} \text{ per } \square^{cm} \text{ der gespanntesten Stahlfaser.}$$

C. Für den Stoss der Schienen sind die Trägheitsmomente der beiden Laschen mit jenem des Langträgers zu verbinden. Das Trägheitsmoment der Aussenlasche beträgt 385, jenes der Innenlasche 71, somit in Summa 456, hiezu jenes des Langträgers mit 188, gibt zusammen 644.

Diesem entsprechen:

$$K = 0.0171,$$

$$Kl = 1.197,$$

$$p = 2.55^{kg} \text{ per } \square^{cm},$$

$$M = 109680 \text{ und für die}$$

$$\text{Laschen } a = 900^{kg} \text{ per } \square^{cm},$$

$$\text{Langträger } a = 803^{kg} \text{ per } \square^{cm}.$$

In den Fällen A und B ist die Maximalspannung der Stahlschiene 960^{kg} per \square^{cm} , somit bedeutend geringer als die zulässige Spannung von circa 1200^{kg} per \square^{cm} .

Im Falle C wird unter der Voraussetzung, dass die Laschenverbindung sich vollkommen an die Schienencontur anschliesse, der \square^{cm} der äussersten Fasern des Langträgers dagegen nur mit 803^{kg} in Anspruch genommen. Nachdem aber die Laschenverbindung mit der hier vorausgesetzten Präcision in Wirklichkeit sich nicht erreichen lässt, so wird die Beanspruchung der Laschen sich gegen die gerechnete vermindern, jene des Langträgers sich erhöhen, so dass, abgesehen von dem Widerstandsmomente der Schienen selbst, die mit Rücksicht auf das vorzügliche Material der Laschen mit 900^{kg} anzunehmende Maximal-Inanspruchnahme nicht erreicht werden wird.

Im Vergleiche mit dem Holzquerschwellen-Oberbau (Nordwestbahn-System) sind obige Resultate besonders günstig, insoferne bei der Maximal-Schwellenentfernung von 1.05^m und dem Trägheitsmomente der Eisenschiene von 845, unter sonst gleichen Umständen die äussersten Fasern der Eisenschiene mit 1090^{kg} per \square^{cm} beansprucht werden.

Dem Seitendrucke, der im ungünstigsten Falle mit $\frac{2}{3}$ des Verticaldruckes anzunehmen ist, widerstehen die Reibung der beiden Langträger (mit Rücksicht auf die Verbindungen derselben untereinander) auf dem Schotter und die Reibung des eingekleiteten und gepressten Schotterkörpers auf der Schotterbettung.

Dem Seitendrucke haben aber auch die Schienenbefestigungsmittel zu widerstehen, nachdem derselbe die Tendenz hat, die Schienen um die äussere Fusskante zu kippen. (Die Tendenz des Umkantens nach innen ist, als bedeutend geringer, nicht zu berücksichtigen.) Die Verticalkraft, mit welcher demzufolge die Schienenbolzen beansprucht werden, berechnet sich unter Berücksichtigung des Umstandes, dass die Schienenbolzen paarweise stehen, somit der äussere Bolzen, wenn auch in bedeutend geringerem Maasse den inneren Bolzen in seinem Widerstande unterstützt, wie folgt:

$$x \cdot 11^{cm} + \frac{1.5}{11} x \cdot 1.5 = \frac{2}{3} \cdot 7500.10 \text{ (Seitendruck),}$$

$$- \frac{1}{4} \cdot 7500.12 \text{ (Reibung).}$$

$$\text{Hieraus folgt: } x = 2450^{kg}.$$

Der innere Bolzen widersteht dieser Verticalkraft aber mit:

$$\frac{19^2}{4} \cdot \pi \cdot 9 = 2550^{kg},$$

somit genügend.

Die den gesammten Verticaldruck aufnehmende Grundfläche wird gebildet aus den Grundflächen beider Langträger und des Querträgers, und beträgt per Current-Meter Geleise $0.61 \square^m$.

Diese Druckfläche genügt nach den bisherigen Erfahrungen bei ausgeführten Eisen-Oberbau-Systemen auch für ein Bettungsmaterial von geringerer Widerstandsfähigkeit, als oben angenommen wurde, vollkommen. Bei dem Holzquerschwellen-Oberbau beträgt die Druckfläche $0.6 \square^m$, wovon jedoch in Folge der Nachgiebigkeit der Querschwellen nur circa $\frac{2}{3}$, das ist $0.4 \square^m$ in den Achsen der Schienenstränge zur Wirksamkeit gelangen.

Der Maximaldruck per \square^{cm} beträgt beim Holzschwellen-Oberbau circa 3^{kg} , beim vorliegenden Systeme unter dem Schienenstosse bloß $2\frac{1}{2}^{kg}$.

Den nachfolgenden Kostenberechnungen liegt der Gedanke zu Grunde, dass das bestehende Oberbau-System A, entweder durch theilweise Auswechslung in das System B, oder durch totale Auswechslung in das System C (eiserner Oberbau) übergeführt werde, um hiedurch den relativen Werth der drei Systeme für die bereits im Betrieb stehende Bahn zu ermitteln.

Kostenberechnung

der Beschaffung und immerwährenden Erneuerung folgender Oberbau-Systeme (inclusive Bettung).

- Holz-Querschwellen-Oberbau mit Eisenschienen (Nordwestbahn-System).
- Holz-Querschwellen-Oberbau mit Stahlschienen und neuen Laschen, inclusive Auswechslung.
- Eisen-Langträger-Oberbau mit Stahlschienen und neuen Laschen, inclusive Demolirung des bestehenden Oberbaues A.

1. Materialpreise.

- Eisenschienen für A pr. 50^{kg} fl. 7.—
- Stahlschienen für B und C " " 8.—
- Eichenschwellen für A und B Stück " 2.50
- Lang- und Querträger für C 50^{kg} " 6.50
- Laschenpaare für A, B und C " " 8.—
- Schraubenbolzen sammt Muttern für A, B und C " " 14.—
- Stoss- und Mittelplatten für A und B " " 9.—
- Hakennägel für A und B " " 16.—
- Spurbolzen sammt Muttern für A, B und C " " 12.—
- Schienen u. Querträgerplättchen für C " " 9.50
- Spurbolzen-Beilagen für A, B und C " " 9.50
- Sicherheitsplättchen für A, B und C " " 9.—

2. Materialdauer.

- Eichenschwellen für A und B 8 Jahre
- Eisenschienen für A 12 "
- Stahlschienen für B (Erfahrung der deutschen Bahnen) 24 "
- Lang- und Querträger für C 50 "
- Befestigungsmittel für A und B 30 "
- Befestigungsmittel für C (mit Rücksicht der selteneren Manipulation 40 "

3. Materialgewicht-Verlustprocente.

- Eisenschienen für A, unter der Annahme, dass bis zur Auswechslung 10^{mm} Kopfhöhe abgefahren seien 13%
- Stahlschienen für B, dto. (Nordwestbahn-Profil) 13%
- Stahlschienen für C, dto. (projectirtes Profil) 15%
- Lang- und Querträger für C 10%
- Befestigungsmittel für A und B 25%
- Befestigungsmittel für C 20%

4. Material-Altwerth.

- Eisenschienen für A pr. 50^{kg} fl. 2.50
- Stahlschienen für B und C " " 4.50
- Lang- und Querträger für C " " 3.50
- Befestigungsmittel für A, B und C " " 2.50
- Eichenschwellen für A und B " " —.10

5. Der Zinsfuss des Anlagecapitales

für die Erneuerung und Erhaltung wird mit 5% angenommen, für die Ermittlung des Anlagecapitales selbst dient die Formel:

$$A = \frac{K}{\left(\frac{100+p}{100}\right)^n - 1} = \frac{K}{1.05^n - 1},$$

worin n die Materialdauer und K die Differenz zwischen dem Neu- und Altwerthe der einzelnen Materialien, somit das nach je n Jahren zu beschaffende Capital bezeichnet.

Post-Nr.	Gegenstand	Quantität für 100 ^m	Preis		Total- Betrag		
			einzel	zusammen	fl.	kr.	
			fl.	kr.			
A. Holz-Querschwellen-Oberbau							
mit Eisenschienen (6.5 ^m lang) für 100 ^m Geleise (schwebender Stoss), hievon 61 ⁰ / ₀ Gerade, 39 ⁰ / ₀ Curven.							
<i>a) Beschaffung.</i>							
1	Eichenschwellen Stück	110	2 50	275	—		
2	Eisenschienen pr. Curr.-Mtr. 34.50 ^{kg} 50 ^{kg}	138	7 —	966	—		
3	Laschenpaare, 32 à 8.35 "	5.34	8 —	42	72		
4	Stossplatten, 64 à 2.60 "	3.33	9 —	29	97		
5	Mittelplatten, 20 à 1.80 "	0.72	9 —	6	48		
6	Hackennägel, 600 à 0.40 "	4.80	16 —	76	80		
7	Laschenbolzen, 128 à 0.65 "	1.66	14 —	23	24		
8	Spurbolzen in Curven, 12 à 5.40 ^{kg} "	1.30	12 —	15	60		
9	Sicherheitsplättchen f. 22 ^{mm} Bolzen, 176 à 0.08 ^{kg} "	0.28	9 —	2	52		
10	Spurbolzenbeilagen (Guss- eisen) 48 à 0.60 ^{kg} "	0.58	9 50	5	52		
11	Schotterbettung, incl. Ver- führung Cub.-Mtr.	140	2 —	280	—		
12	Legen des Geleises, per Curr.-Mtr. 75 kr.	100	— 75	75	—		
Summe der Beschaffung .					1798	85	
<i>b) Immerwährende Erneuerung.</i>							
13	Eichenschwellen, Neu- vorrath fl. 275. —						
	Altwerth (110×9.10) 11. —						
	in je 8 Jahren zu beschaffen fl. 264. —						
	264.00			552	30		
	somit Anlagecapital = $\frac{264.00}{1.0581} =$						

Post-Nr.	Gegenstand	Quantität für 100 ^m	Preis				Total-Betrag	
			einzeln		zusammen		fl.	kr.
			fl.	kr.	fl.	kr.		
14	Eisenschienen, Neuwerth fl. 966. — Altwerth (138×0.87×2.5) „ 300.15 in je 12 Jahren zu beschaffen fl. 665.85 somit Anlagecapital = $\frac{665.85}{1.05^{12}}$					832	31	
15	Befestigungsmittel, Neuwerth fl. 202.85 Altwerth (18.01×0.75×2.5) „ 33.77 in je 30 Jahren zu beschaffen fl. 169.08 somit Anlagecapital = $\frac{169.08}{1.05^{30}}$					50	99	
16	Erhaltungskosten der Schotterbettung, incl. der Werkzeuge per Jahr und Meter 30 kr., somit beträgt das Anlagecapital für $\frac{3000}{5}$					600	—	
	Summe der Erneuerung .							2035 51
	Summe der Beschaffung und Erneuerung per 100 ^m Geleise . .							3834 36
B. Holz-Querschwellen-Oberbau								
mit 6.5 ^m Stahlschienen (Nordwestbahnprofil) und neuen Laschen für 100 ^m Geleise, davon 61% Gerade und 39% Curven.								
a) Beschaffung.								
1	Eichenschwellen, wie bei A . . .					275	—	
2	Stahlschienen per Current 32.35 ^{kg} 50 ^{kg}	129.6	8	—	1035	20		
3	Laschenpaare, 32 à 13.75 ^{kg}	8.80	8	—	70	40		
4	Stoßplatten, wie bei A				29	97		
5	Mittelplatten, wie bei A				6	48		
6	Hackennägeln, wie bei A				76	80		
7	Laschenbolzen, wie bei A				23	24		
8	Spurbolzen in Curven, wie bei A				15	60		
9	Sicherheitsplättchen für 22 ^{mm} , wie bei A				2	52		
10	Spurbolzenbeilagen (Gusseisen), wie bei A				5	52		
11	Schotterbettung incl. Verführung, wie bei A				280	—		
12	Geleislegen, wie bei A				75	—		
13	Auswechslung der Eisenschienen durch die Stahlschienen, per Curr.-Mtr. Geleis				20	—		
	Summe der Beschaffung .						1915	73
b) Immerwährende Erneuerung.								
14	Eichenschwellen, wie bei A . . .					552	30	
15	Stahlschienen, Neuwerth fl. 1035.20 Altwerth (129.4×0.87×4.00) „ 450.31 in je 24 Jahren zu beschaffen fl. 584.89 somit Anlagecapital = $\frac{584.89}{1.05^{24}}$					262	28	
16	Befestigungsmittel, Neuwerth fl. 230.53 Altwerth (21.47×0.75×2.5) „ 40.25 in je 30 Jahren zu beschaffen fl. 190.28 somit Anlagecapital = $\frac{190.28}{1.05^{30}}$					57	29	
17	Erhaltungskosten der Schotterbettung u. s. w., wie bei A . . .					600	—	
	Summe der Erneuerung .							1471 87
	Summe der Beschaffung u. immerwährenden Erneuerung für 100 ^m							3387 60

Post-Nr.	Gegenstand	Quantität für 100 ^m	Preis		Total- Betrag
			einzeln	zusammen	
			fl. kr.	fl. kr.	
	C. Eiserner Oberbau				
	mit Stahlschienen für 100 ^m Geleise, davon 75% mit 9.75 ^m Schienen, und 25% mit 6.5 ^m Schienen gelegt.				
	<i>a) Beschaffung.</i>				
1	Langträger (incl. Lochung) 9.7 ^m lang 50 ^{kg}	76.93			
2	Langträger (incl. Lochung) 6.45 ^m lang "	25.62			
3	Querträger (incl. Lochung) 2.40 ^m lang "	14.28			
	Summe für Lang- und Querträger	116.83	6.50	759.40	
4	Stahlschienen, 9.75 ^m lang, pr. Curr.-Mtr. 27.7 ^{kg} . . . 50 ^{kg}	83.05			
5	Stahlschienen, 6.5 ^m lang, pr. Curr.-Mtr. 27.7 ^{kg} . . . "	27.71			
	Summe für Stahlschienen .	110.76	8.—	886.08	
6	Laschenpaare à 16.00 ^{kg} 50 ^{kg}	7.38	8.—	59.04	
7	Laschenbolzen à 0.60 "	1.11	14.—	15.54	
8	Spurbolzen à 5.13 "	2.36	12.—	28.32	
9	Schienenbolzen à 0.35 "	4.09	14.—	57.26	
10	Querträgerbolzen à 0.38 "	0.69	11.—	9.66	
11	Spurbolzen-Beilagen 0.50 "	0.46	9.50	4.37	
12	Schienenplättchen à 0.38 "	4.38	9.50	41.61	
13	Querträgerplättchen à 0.45 "	0.83	9.50	7.88	
14	Sicherheitsplättchen für 19 ^{mm} Bolzen "	0.67	9.—	6.03	
15	Sicherheitsplättchen für 22 ^{mm} Bolzen "	0.21	9.—	1.89	
	Summe der Befestigungsmittel .			1877.08	
16	Schotterbeschaffung incl. Verführen, wie oben	140 ^{cbm}	2.—	280.—	
17	Demolirung des bestehenden Ge- leises	100 ^m	— 35	35.—	
18	Legung des neuen Geleises . . .	100 ^m	— 45	45.—	
	Summe der Beschaffung .				2237.08
	<i>b) Immerwährende Erneuerung.</i>				
19	Lang- und Querträger, Neuwerth fl. 759.40 Altwerth (116.83×0.9×3.5) . . . 368.01 in je 50 Jahren zu be- schaffen fl. 391.39 hiefür das Anlagecapital = $\frac{391.39}{1.05^{50}}$ =			37.19	
20	Stahlschienen, Neuwerth fl. 886.08 Altwerth (110.76×0.84×4.00) . . 372.15 in je 30 Jahren zu be- schaffen fl. 513.93 hiefür das Anlagecapital $\frac{513.93}{1.05^{30}}$ = .			151.80	
21	Befestigungsmittel, Neu- werth fl. 231.60 Altwerth (22.18×0.80×2.50) . . . 44.36 in je 40 Jahren zu be- schaffen fl. 187.24 hiefür Anlagecapital $\frac{187.24}{1.05^{40}}$ = .			31.—	
22	Erhaltungskosten des Schotter- bettes, Werkzeuge etc. per Jahr und Meter 15 kr. st. Anlage- capital = $\frac{1500}{5}$			300.—	
	Summe der immerwährenden Er- neuerung				522.29
	Summe der Beschaffung und Er- neuerung für 100 ^m Geleis . .				2760.07

Werthvergleichung der Oberbau-Systeme A, B, C

nach den Kosten der Beschaffung und immerwährenden Erneuerung.

Post-Nr.	Gegenstand	A per			A B		B incl. Auswechslung per			B C		C incl. Demolirung von A per			A C	
		Meile	Kilom.	Meter	billiger um		Meile	Kilom.	Meter	billiger um		Meile	Kilom.	Meter	billiger um	
		Geleise in Gulden			o/o		Geleise in Gulden			o/o		Geleise in Gulden			o/o	
1	Beschaffung der Schwellen, Schienen, Lang- und Querträger und Befestigungsmittel	109500	14440	14.4	6	—	116900	15110	15.4	18	—	112400	18770	18.8	23	—
2	Beschaffung der Bettung und Geleisherstellen	26900	3550	3.6	5	—	28400	3750	3.7	—	4	27300	3600	3.6	1	—
	Summe der Beschaffung . . .	136400	17990	18.0	6	—	115300	19160	19.2	14	—	169700	22370	22.4	20	—
3	Erneuerung der Schwellen, Schienen, Lang- und Querträger und Befestigungsmittel	108900	14350	14.3	—	39	66100	8720	8.7	—	74	16900	2230	2.2	—	84
4	Erhaltung der Bettung, Werkzeuge u. s. w.	45500	6000	6.0	—	—	45500	6000	6.0	—	50	22800	3000	3.0	—	50
	Summe der Erneuerung . . .	154400	20350	20.4	—	28	111600	14720	14.7	—	65	39700	5230	5.2	—	74
	Total-Summe . . .	290800	38340	38.3	—	12	256900	33880	33.9	—	18	209400	27600	27.6	—	28

Erwiderung

auf eine Studie von L. Litzer.

In einem Vortrage, den ich am 17. Jänner 1870 vor dem Cölnher Bezirksvereine des Vereines deutscher Ingenieure über eisernen Oberbau im Allgemeinen hielt *), machte ich zuerst den Vorschlag, die damals bereits bekannten Mängel des Vautherin-Systems durch grössere Höhe des Profils und Anwendung eines Bodenbleches zu beseitigen, gleichzeitig aber hierdurch eine höhere Elasticität gegen directen Stoss zu erzielen. Es sind demnach, ob durch oder ohne diese Anregung, laut „Engineer“ vom Jahre 1873, ähnliche Constructionen in Indien angewendet worden.

Im Jahre 1873 stellte ich, um meine Idee zu versinnlichen, in Wien eine Schwelle aus, welche bei einer durchwegs gleichen Blechstärke von 4^{mm} durch Pressen des Obertheiles und Umbördeln des Untertheiles von Hand hergestellt war.

Am 25. Juli 1873 hielt ich einen Vortrag vor dem Berliner Bezirksvereine des Vereines deutscher Ingenieure, von dem in der Zeitschrift des Vereines eine Veröffentlichung enthalten ist.

Der Umstand, dass ich nicht in der Lage bin, einer Walzwerks-Direction einen grossen Auftrag zuzusichern, hinderte mich bis jetzt, die Ausführung zu einem mässigen Preise nachzuweisen.

Neben dem hohen Preise ist nur ein Einwand ausgesprochen worden. Es war dies die Befürchtung, „das Profil würde der directen Druckwirkung nicht genügend widerstehen“. Um diesen Einwand zu beseitigen, machte ich am 10. Juni 1874 mit einer, aus 4^{mm} starkem Bleche (wie oben angegeben) hergestellten Schwelle, auf dem Terrain des jetzigen provisorischen Personen-Bahnhofes der Berlin-Anhaltischen Eisenbahn-Gesellschaft, vor circa fünfundzwanzig Sachverständigen eine Belastungsprobe.

Eine Kiefernschwelle von 270 × 150^{mm} Querschnitt und die eiserne Schwelle wurden mit Absicht ohne jede Kiesbettung auf den Boden unter die Enden von zwei 6.5^m langen Schienen gelegt und diese Schienen demnach mit andern Stahlschienen so belastet, dass beide Schwellen gleich beansprucht waren.

Die eiserne Schwelle war ungefüllt; um jedoch eine allzu starke Einbiegung des wenig gerundeten Bodens zu vermeiden, waren die Dübel unter der Schienenmitte bis auf 5^{mm} an das Bodenblech heran verlängert worden.

*) Veröffentlicht in der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure. Jahrgang 1870. Seite 410, Sitzungsbericht.

Nachdem 124 Stahlschienen à 4.75 Centner und 6 alte Schienen à 4 Centner, also im Ganzen 613 Centner aufgeworfen waren, trug jeder Stützpunkt 153.25 Centner oder 7.662 Tonnen.

Das Bodenblech, 4^{mm} stark, hatte sich um 3^{mm} durchgedrückt. Die Schwellen zeigten fast keine Veränderung. Es war jedoch die Holzschwelle zu $\frac{2}{3}$ ihrer Höhe, also 100^{mm}, die eiserne Schwelle am linken Kopfe ganz und am rechten um ebenfalls 100^{mm} gesunken.

Bei weiterer Belastung zeigte sich eine Ueberhöhung der Schwellenmitte bis 6^{mm} als Maximum. Der linke Kopf, welcher — wie sich später ergab — über einer natürlichen Schlinggrube lag, sank bedeutend mehr. Es gelang, im Ganzen noch 32 Schienen oder 8.475 = 38 Centner pro Stützpunkt, also im Ganzen 153.25 + 38 = 191.25 Centner oder 9.562 Tonnen ohne die Gleisschienen aufzupacken.

Die Einsenkung des Bodenbleches betrug 4 $\frac{1}{2}$ ^{mm}.

Das jetzt rapide Sinken des Bodens, welcher 1^m von den Laststellen entfernt einriss, sowie ein strömender Regenguss machten eine noch höhere Belastung unmöglich.

Nachdem die Schwelle 14 Stunden unter der Last gelegen hatte, war der linke Kopf 170^{mm}, der rechte 203^{mm} gesunken. Die Holzschwelle sank circa 160^{mm}.

Die eiserne Schwelle zeigte 8^{mm} und die kieferne nur 5^{mm} Ueberhöhung der Mitte.

Nach der Entlastung hatte die erstere noch 2^{mm} Ueberhöhung, so lange sie auf dem Boden lag; während des Transportes nach der Waage verlor sich diese Biegung zur Hälfte, so dass wohl der Temperatur-Unterschied dabei von Einfluss war. Die Schwelle lag bei der Messung auf dem noch nassen und kalten Boden, während sie von der Morgensonne oben erwärmt wurde.

Sie wog laut Wiegschein mit allen schmiedeisernen Befestigungstheilen 48.25^{kg} und mit den gusseisernen Schraubenhaltern 48.5^{kg}.

Einen zweiten Versuch auf gewachsenem Boden bis 15 Tonnen pro Lastpunkt lehnte die Direction ab, da sie nach den Resultaten keinen Anstand nahm, diesen Oberbau versuchsweise in die befahrene Strecke einzulegen.

Dieselbe Schwelle, mit welcher die Probe-Belastung vorgenommen wurde, liegt direct im Anschlusse an die stärkeren Vautherin-Schwellen im linken Geleise der Hauptbahn bei Bitterfeld. Die bis jetzt eingelaufenen Berichte der absolut vorurtheilsfreien Beamten sprechen sich sehr lobend aus und erkennen besonders die Solidität der Schienenbefestigung gegenüber derjenigen der Vautherin-Schwellen an.

Anderweit dringende Beschäftigungen haben mich nach jenem Versuche abgehalten, mich weiter um die Einführung dieser Schwellen, an der ich nicht das geringste Interesse habe, zu bemühen. Die Entscheidung wollte ich der Zeit überlassen.

Herr Litzer, welcher mir persönlich unbekannt ist, hat in der Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines in Heft 18 des Jahrganges 1875 nachzuweisen gesucht, dass die von mir vorgeschlagene Abänderung des Vautherin-Systems unzweckmässig sei. Ich bin indess in der Lage, nachzuweisen, dass die Beurtheilung durch Herrn Litzer eine unrichtige ist.

Die genügende Elasticität meiner Schwelle dürfte durch den vorstehend angeführten Versuch gegenüber einer Kieferschwelle wohl nachgewiesen sein. Der Vorgang bei der ungefüllten Schwelle ist folgender: Die Last P eines Stützpunktes vertheilt sich auf die beiden

Stege mit je $\frac{1}{2} P$. Diese Stege bilden mit der Verticalen den Winkel $\alpha = 30^\circ$. Jeder Steg wird gedrückt mit $\frac{1}{2} P \sec \alpha$ und die Deckplatte mit $\frac{1}{2} P \tan \alpha$. Die Spannung des Steges zerlegt sich an der unteren Profillecke in je eine Vertikalkraft $\frac{1}{2} P \sec \alpha \cdot \cos \alpha = \frac{1}{2} P$ und eine auswärts gerichtete Horizontal-Componente

$$H = \frac{P \sin \alpha}{2 \cos \alpha} = \frac{P}{2} \tan \alpha.$$

(Diese beiden Componenten müssen durch das Bodenblech aufgehoben werden. Bei der Vautherin-Schwelle findet die Horizontal-Componente keinen Widerstand und wirkt demnach schon auf Auseinanderbiegen der Stege, wenn nur die Flanschen aufliegen.)

Denkt man sich das Bodenblech meiner Schwelle nach der Breitenrichtung von der Reaction der Bettung gleichmässig belastet, so hat das Blech ein Bestreben, sich weiter durchzubiegen. Die überstehenden Flanschen des Profils heben einen Theil dieser Wirkung auf. Der Drehmoment an diesen überstehenden Theilen ist je

$$\frac{23}{123} \frac{P}{2} \frac{23}{2} = \frac{23^2}{246} \frac{P}{2} = 2.15 \frac{P}{2}.$$

Die Wendepunkte der mittleren Strecke legen sich demnach auf eine Entfernung x von der inneren Kante des unteren Profils, wofür der Steg selbst umgebogen bleibt, deren Werth sich aus der Momentengleichung bestimmt:

$$\frac{(100 - x)}{123} \frac{P}{2} \cdot x + \frac{x^2}{2 \cdot 123} \frac{P}{2} = \frac{23^2}{2 \cdot 123} \frac{P}{2}$$

$$x' = 2.7 \text{ mm.}$$

Die Restbreite des freitragenden Bodens gleich $200 - 2.27 = 194.6 \text{ mm}$ Länge hat 8 mm Pfeilhöhe im Bogen und ist gleichmässig belastet mit

$$\frac{194.6}{246} \cdot P, \text{ d. i. rund mit } 0.8 P.$$

Die horizontale Componente der Bogen-Spannung S beträgt demnach

$$S = 0.8 P \frac{l}{8 h} = 0.8 P \cdot \frac{194.6}{8 \cdot 81} = 2.432 P.$$

Mit dieser Kraft zieht der Bogen die Stege einwärts, während sie mit

$$H = \frac{P}{2} \cdot \tan \alpha = \frac{P}{2} \cdot 0.577 = 0.289 P$$

nach vorstehender Ermittlung auswärts geschoben werden. Es zieht demnach noch eine Kraft von $(2.432 - 0.289) P = 2.143 P$ die Stege zusammen. — Soll Gleichgewicht eintreten, so muss die Pfeilhöhe des Bodenbleches

$$h = \frac{2.432}{0.2885} \cdot 8, \text{ d. i. } h = 67.45 \text{ mm}$$

sein; dann wird

$$S = \frac{0.8 \cdot 194.6}{8 \cdot 67.45} = 0.289 P. \text{ Also } S = H.$$

Herr Litzer nimmt bei seinen Betrachtungen immer an, die Stege gehen auseinander, während sie thatsächlich zusammengezogen werden und der Gleichgewichtszustand erst bei 67.5 mm Pfeilhöhe in der Biegung des Bodenbleches eintreten würde.

Eine so starke Durchbiegung des Bodens verhindert theils die Steifigkeit des Bodenbleches selbst, theils diejenige der Stege. Es wird jedoch eine starke Beanspruchung dieser Theile auf Biegung nicht beabsichtigt; auch würde die Schwelle diese wohl nicht lange aushalten. Es muss demnach entweder die Biegung des Bleches wie bei der Belastungsprobe begrenzt werden, oder es muss die Schwelle gefüllt sein.

Durch loseres oder festeres Einstopfen von Kies kann man die Einbiegung des Bodens nach Belieben begrenzen.

Ein Einbiegen des Profilbodens erlaubt der Schwelle am Lastpunkte eine grössere Einsenkung, als der Festigkeit der Bettung entspricht. Dadurch wird sie gezwungen, die Last mehr in der Längsrichtung zu vertheilen und sich demnach auch in der Längsrichtung stärker zu biegen.

Das Füllmaterial, z. B. der Kies, wird durch die Stösse sich mehr von den Lastpunkten entfernen, so dass die Nachgiebigkeit des Bodens unter den Lastpunkten grösser, nach der Schwellenmitte und den Enden hin kleiner werden muss. Dass hierdurch eine weit gleichmässige Lastvertheilung als selbst bei der Holzschwelle erzielt wird, und dass ferner die Nachgiebigkeit des Holzes gegen Stoss oder die directe Elasticität durch die Biegung des Bodens theilweise ersetzt wird, lässt sich nicht weiter beweisen, das muss man eben einsehen.

Beim Füllmaterial bin ich abermals an einem Punkte angelangt, den Herr Litzer mystisch findet.

Er spricht dem Füllmaterial jede Wirkung ab und sagt: „Dem Füllmaterial den Verticaldruck und dem Eisen die Faserspannung zuschreiben, heisst so viel als der Hanns erhält die Schläge und der Michel fühlt die Schmerzen.“

Wenn der Schwellenboden sich nach oben durchbiegt, spannt er das Füllmaterial im Innern der Schwelle gegen die Decke und gegen die Seitenstege an. Das Füllmaterial vermittelt durch diese Spannung eine directe Lastübertragung von der Decke auf den Boden, aber auch theilweise von den Stegen auf den Boden. In dem Maasse, in welchem diese directe Uebertragung grösser wird, nimmt das Bestreben der Stege, sich nach auswärts zu biegen, zu, die Bogen-Spannung im Bodenbleche ab, so dass schon bei einer kleinen Einbiegung des letzteren die Horizontal-Componente S der Bogen-Spannung den Horizontal-Componenten H der Druckspannungen in den Stegen das Gleichgewicht hält. Nimmt die Last zu, so biegt sich der Boden mehr, die Stege werden mehr zusammengezogen und das Füllmaterial wird stärker comprimirt. Lässt die Belastung nach, so federn sich die Stege zurück. Diese und das gelockerte Füllmaterial flachen den Boden wieder ab. Dies ist die Wechselwirkung.

Macht man mit Blechröhren von 100 mm Durchmesser und 0.1 mm Blechdicke bei 1 m freier Spannweite Belastungsproben, so findet man, dass im ungefüllten Zustande eine solche Röhre nur wenige Kilogramme trägt, während sie, mit Lehm Boden fest gefüllt, bis zur Elasticitätsgrenze 50 kg und bis zum Bruche mehr als 100 kg trägt. Es muss jedoch der directe Druck auf den Stütz- und Lastpunkten, beziehungsweise über 5 oder 10 cm Fläche vertheilt werden.

Ausreichende Stärke. Herr Litzer gibt zu, dass meine Querschwellen neu die doppelte Tragfähigkeit besitzen, als die Vautherin-Schwellen, selbst wenn die letzteren sich nicht nach der Breitenrichtung abflachen können. Er sucht jedoch in dem geringeren mechanischen Widerstandsmomente und der geringeren Dauer Mängel nachzuweisen. In Bezug auf die Tabelle, von der Herr Litzer sagt: „Zahlen beweisen“, füge ich hinzu: „wenn sie richtig sind, sonst verwirren dieselben.“

Herr Litzer bezweifelt vorab, dass Träger, bei denen das Product aus dem Trägheitsmomente und dem Elasticitäts-Modulus das Gleiche ist, unter denselben Belastungs-Verhältnissen dieselbe Durchbiegung erleiden. Nach übereinstimmender Angabe in den verschiedenen

sten Festigkeits-Theorien beträgt die Durchbiegung für den von Herrn Litzter willkürlich angenommenen Belastungsfall

$$\delta = \frac{a^2 b^2}{3 l E J} P,$$

im vorliegenden Falle also

$$\delta = \frac{0.50^2 \cdot 0.75^2}{3 \cdot 1.25 E J} P.$$

Die Durchbiegungen verschiedener Träger verhalten sich demnach

$$\delta : \delta_1 = \frac{1}{E J} : \frac{1}{E_1 J_1}.$$

Bezweifelt man etwa, dass innerhalb der Elasticitätsgrenze die Verlängerungen, respective Verkürzungen eines Stabes genau proportional den Belastungen sind, so bleibt doch immer wahr, für $E J = E_1 J_1$ ist $\delta = \delta_1$, und mehr habe ich auch nicht gesagt.

Herr Litzter erklärt es für ein Leichtes, die Schwächung durch das Schraubenloch mit entsprechender Stoffverstärkung zu ersetzen. Es wäre eine Wohlthat für die Technik, wenn er dieses mit Kostenberechnung nachweisen wollte.

Wie es mit den Zahlen in der Tabelle beschaffen ist, wird Jeder aus dem Vergleiche der Trägheitsmomente mit den Widerstandsmomenten ermesen können.

Zu der Ermittlung der anderen Zahlen gibt Herr Litzter keinen Anhalt. Herr Litzter berechnet dann später eine Fallhöhe für die Vautherin- und meine Schwelle. Es ist leicht nachzuweisen, dass dies nicht richtig ist. Der Querschnitt meiner neuen Schwelle, als der stärkere, wird durch die ruhende Last in dem angenommenen Belastungsfall über die Elasticitätsgrenze getrieben. Von einer Fallhöhe kann demnach keine Rede sein.

Die Last theilt die freitragende Länge 1.25^m der halben Schwelle in Theile von 0.75^m und 0.5^m . Am Schwellenkopfe ist die Auflager-Reaction demnach

$$\frac{75}{125} P = \frac{3}{5} P$$

und das Biegemoment unter der Last

$$M = \frac{3}{5} P \cdot 50 = \frac{3}{5} \cdot 50 \cdot 7000 = 210,000 \text{ cmkg.}$$

Das Widerstandsmoment des Querschnittes berechnete ich zu 57 (cm) . Nach Herrn Litzter's Tabelle würde dasselbe für den vollen Querschnitt

$$W = \frac{J}{e} = \frac{502.3}{12-4.66} = 68.5 \text{ (cm)}.$$

Die Spannung der äussersten Faser betrüge demnach:

$$\frac{210000}{68.5} = \text{rot. } 3066 \text{ kg pro } \square \text{ cm.}$$

Die Elasticitätsgrenze liegt bei 1400 kg pro $\square \text{ cm}$.

Bei der Vautherin-Schwelle ist das Widerstandsmoment

$$W = \frac{120.39}{3.65}, \text{ d. i. rund } = 33 \text{ (cm)}$$

(nach Herrn Litzter's Tabelle ermittelt) und die Anspannung

$$\frac{210000}{33} = \text{rot. } 6364 \text{ kg pro } \square \text{ cm.}$$

Bei 3500 kg pro $\square \text{ cm}$ bricht die Schwelle bereits.

Die Vautherin-Schwelle bricht demnach zweifellos bei der ruhenden Last, die Herr Litzter aus einer berechneten Höhe will fallen lassen, um die Elasticitätsgrenze zu erreichen.

Herr Litzter übersieht bei allen diesen Berechnungen:

1. dass die Schwelle über der Mitte continuirlich wirkt und dass eine freitragende Länge in der That für den Maximal-Belastungsfall nicht vorhanden ist;
2. dass die directe Unterstützung der Laststelle durch das Füllmateriale einen Theil der Maximallast absorbiert;
3. dass bei meiner Schwelle neben der Längenbiegung noch eine Einbiegung des Bodens in der Breitenrichtung eintritt, und
4. dass die Vautherin-Schwelle sich an der Laststelle abflacht und dies bei der abgenutzten Schwelle in immer höherem Maasse eintritt.

Dauer. Herr Litzter gibt zu, dass die Vautherin-Schwellen älterer Art sich an der Laststelle abflachten und unbrauchbar wurden. Herr F. Atzinger sagt in einer Abhandlung des vorhergehenden Heftes dieser Zeitschrift, Seite 331: „Es liegt dies darin, dass die eisernen Querschwellen (System Vautherin)

1. keine Seitenverschiebung des Oberbaues hindern;
2. den Schienenbefestigungs-Bolzen keinen ganz sichern und festen Halt gewähren, und

3. bei nicht vollkommen hinreichender Stärke des Querschnittes sich an den Köpfen durchbiegen und an den Kanten aufreissen.“

Die älteren Schwellen dieses Systems sind meines Wissens hier in Deutschland erst kurz nach dem Legen, theilweise durch Abflachen, verdorben. Nehmen wir jedoch eine Abnützung von 0.25^m an. Es hätte dann das Profil in der Decke und den Flanschen neu 6.5^m , also alt noch 6.25^m und in den Stegen neu 4.25^m , also alt 4.0^m Stärke. Die neueren Profile messen in der Decke und den Flanschen 8^m und in den Stegen 6^m Stärke.

Es können diese Schwellen demnach nur 2^m verlieren, um genau so gebrechlich zu sein wie die älterer Art.

Eine solche Abnützung nehme ich für meine Schwelle ohnehin an, da ich der Ueberzeugung bin, dass nach solcher Abnützung keine Schwelle mehr verwendbar bleibt, wegen mangelnden Schlusses in den Befestigungstheilen. Ob meine Schwelle sich im Innern so viel abnützt, wie ausserhalb, muss die Erfahrung lehren.

Bei $2\frac{1}{2}^m$ Stegstärke haben meine Schwellen noch rund $\frac{1}{50}$ der freistehenden Steglänge. Die Stege sind beiderseits continuirlich abgeschlossen und können demnach nach Dr. Grashof noch auf Zerdriicken belastet werden.

Auf 240^m Länge hat dann jeder Steg noch $0.25 \cdot 24 = 6 \square \text{ cm}$ Querschnitt und trägt mit doppelter Sicherheit $6.730 = 4380 \text{ kg}$. Die Maximallast ist nach früherer Berechnung $\frac{1}{2} P \text{ sec } \alpha = 3913 \text{ kg}$. Um so eher wird die gefüllte und seitlich geschlossene Schwelle dem Zwecke entsprechen.

Nach 2^m Abnützung oder 1^m auf allen freistehenden Flächen ist bei meiner Schwelle, mit Abzug des Schraubenloches:

1. Der Querschnitt = $12.76 \square \text{ cm}$;
2. der Schwerpunktsabstand von der Lagerfläche des Obertheiles = 4.24 cm ;
3. das Trägheitsmoment = 250;
4. das Widerstandsmoment ist $\frac{250}{11.90-4.24} = 32.64 \text{ cm}$.

Das Widerstandsmoment des neuen und ungeschwächten Vautherin-Querschnittes wurde vorstehend zu 33 cm ermittelt.

Es trägt demnach mein Querschnitt nach 2^m Rostverlust, die Schwächung der Schraube eingerechnet, noch genau so viel wie der ungeschwächte neue Vautherin-Querschnitt.

Wenn Herr Litzter sagt, die Wirkung eines fahrenden Zuges setze sich zusammen aus lauter Stössen, so möchte ich dies dahin berichtigen, dass die Wirkung sich zusammensetzt aus einer Last und einer grossen Zahl von Stössen. Wenn jedoch die Gesamtwirkung der Last und der Stösse eines fahrenden Lastzuges auf eine Schwelle grösser wäre als diejenige einer ruhenden Lastmaschine, so müsste auch die Wirkung auf das Bettungsmateriale eine grössere sein. Die Schwelle kann doch die Wirkung nicht bei sich behalten. Erfahrungsmässig senkt jedoch eine stehende Lastlocomotive auf der Strecke das Geleise in solchem Maasse, dass ihr später das Anziehen schwer wird. Der Führer wechselt deshalb in einem solchen Falle die Stelle in kurzen Zwischenräumen. Dasselbe Geleise wurde vielleicht monatelang mit denselben Maschinen täglich zwanzig Mal befahren, ohne dass eine sichtbare Aenderung eingetreten wäre.

Herr Litzter lässt sogar meine Schwelle, welche nur 50 kg wiegt, 72.25 kg an Rost verlieren, während das Vautherin-Profil 3^m abrostet.

Genügendes Gewicht. Herr Litzter behauptet, eine Schwelle könne nur unter der Last verschoben werden, während er vorher be-

weist, dies sei nicht möglich. Wenn Herr Litzer demnach annimmt, es sei noch nie eine Schwelle verschoben worden, so wird dem durch die Erfahrung direct widersprochen.

Wenn er ferner glaubt, das Eigengewicht des Gestänges habe gar keine Einwirkung auf die Lage desselben, so bitte ich ihn, Winkler's „Theorie der eisernen Brücken“ zur Hand zu nehmen. Er wird dort finden, dass die Eigenlast bei continuirlichen Trägern einen grossen Einfluss auf die Lastvertheilung ausübt.

Wenn das Gestänge absolut gewichtlos wäre, so würde es sich vor und hinter der Last bis in's Unendliche aufheben.

Herr Litzer legte eine Last auf ein Brett. Er möge an dieser Last einmal ein Drehmoment wirken lassen. Das Brett wird sich um den Schwerpunkt des Widerstandes (welcher bei gleichmässiger Lagerung unter dem Schwerpunkte der Last liegt) im Kreise drehen, wobei die gehobenen Brettenden den grössten Weg zurücklegen.

Das Schleudern einer Locomotive überträgt abwechselnd rechts und links wirkende Drehmomente auf das Geleise, deren Wirkungen sich ähnlich äussern, wie beim Brette. Da jedoch als Folge der Adhäsion das Gestänge vor der Locomotive stets gespannt und hinter derselben gestaucht wird, so ist die Fähigkeit, seitlich auszubiegen, hinter der Locomotive in weit höherem Maasse vorhanden als vor derselben. Unter der Last selbst sichert die Reibung die Geleislage, auch ist beim Schwerpunkt der Last keine Kraft vorhanden, welche diese seitlich verschieben will. Diese letztere tritt erst in einer Curve als Centrifugalkraft auf, so lange man keine aussergewöhnlichen Wirkungen annimmt. Eine Tender-Locomotive, bei kurzem Radstande allein und mit Schnellzugs-Geschwindigkeit über ein neues Bahngeleise geführt, wird dasselbe vollkommen unfahrbar machen, während dieselbe Maschine, einen Zug nachschleppend, kaum eine Wirkung zurücklässt. Einer Erklärung bedarf dies nach dem vorstehend Gesagten nicht.

Schlussbemerkung. Wenn sich die Vautherin-Schwelle nach Herrn Litzer's Angabe bei gleicher Last 2·8 Mal so viel durchsetzte, als eine Holzschwelle, so würde sie zur Erhaltung der Spurweite gar nicht mehr anwendbar sein.

(Ich berufe mich hier nochmals auf die Abhandlung des Herrn F. Atzinger, Seite 335 dieser Zeitschrift.)

Es war mein Bestreben bei der Construction der Schwelle, diese in der Längenrichtung möglichst steif zu construiren, um sowohl die relative Lage der Schienenköpfe zu einander, als auch eine möglichst gleichmässige Lastvertheilung über das Auflager zu sichern.

Die elastische Wirkung legte ich in den Blechboden, durch dessen Durchbiegung ich auch die directe Elasticität des Holzes unter der Laststelle ersetzte.

Ob dies gelungen ist, kann nur ein Versuch mit einer grösseren Strecke constatiren.

Dass ich selbst in meinem Vortrage sagte: „Nur die Versuchsschwellen sind so schwach zu walzen, um schneller zu einem Resultate über die Abnützung zu gelangen, es bleibt dann immer möglich, auf Grund der gemachten Erfahrung einzelne Partien zu verstärken, wenn dies zweckmässig erscheint“; dass ich ferner auch Versuche mit einem nur 100^{mm} hohen Profile vorschlug, scheint Herr Litzer übersehen zu haben.

Die Beurtheilung der Vorschläge des Herrn Litzer, Verbesserungen bezweckend, überlasse ich den Herren Fachgenossen.

Am 5. März 1876 lag die Schaltenbrand-Schwelle bei Bitterfeld noch genau so, wie sie im Juni 1874 gelegt wurde, ohne jede Nachhilfe. Bei den Vautherin-Schwellen springen während der Durchfahrt

eines Zuges die Keile in grosser Zahl heraus. Dieselben bedürfen vieler Stopfarbeit. Das Füllmaterial liegt, nur bei diesen Schwellen, über den Stegen, besonders an den Köpfen losgerüttelt.

Schaltenbrand.

Notiz.

Theaterbrände.

In dem verflossenen Jahre sind nachbenannte Theater vollständig abgebrannt:

6. Februar	1875	Edinburg, Royal Theatre.
14. März	"	Edinburg, Southminster Theatre.
18. April	"	Oshkosh (Wis. U. S.), Harding's Opera House.
15. Mai	"	Rutland (Vt. U. S.), Ripley's Opera House.
28. Mai	"	Leeds, Royal Theatre.
27. Juni	"	Cheyenne (Wy. U. S.), Mc. Daniel's Theatre.
26. October	"	Virginia City (Nevada U. S.), Pieper's Opera House.
3. November	"	Lyon, Theatre Bellecour.
25. November	"	Barmen, Stadt-Theater.

Ferner ist im verflossenen Jahre Nachricht eingelaufen über nachstehende, in den früheren Listen nicht enthaltene Theaterbrände, und zwar:

9. December	1621	London, Fortune Theatre.
	1649	London, Fortune Theatre.
Jänner	1672	London, Drury Lane.
	1782	Glasgow.
17. August	1792	Birmingham.
Juni	1802	London, Garrick Theatre.
7. Jänner	1820	Birmingham.
11. April	1826	London, Royalty Theatre.
Jänner	1829	Glasgow.
16. Februar	1830	London, English Opera House.
4. November	1846	London, Garrick Theatre.
29. März	1849	London, Olimpic Theatre.
11. Juni	1861	London, Surrey music hall.
18. April	1862	Bath, England.
1. November	1872	London, Oxford music hall.

Die sämmtlichen von uns bis jetzt in dieser Zeitschrift veröffentlichten Listen enthalten 213 gänzlich abgebrannte Theater.

A. F.

Berichtigungen.

	ansta	lies:
Seite 35, 1. Spalte, Zeile 10 von oben:	$\frac{[l]}{120}$	$\frac{[l]}{160}$
" 36, 2. " " 9 " "	Hypothese I	Hypothese II
" 36, 2. " " 14 " "	$\mu = \frac{[dd]}{2n}$	$\mu = \frac{[dd]}{2[l]}$

Fig. 1.

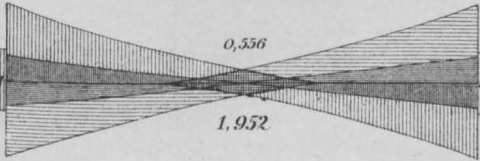
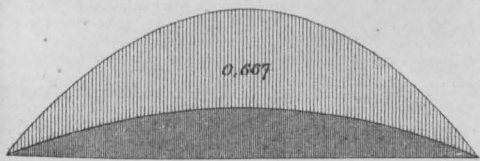


Fig. 2.

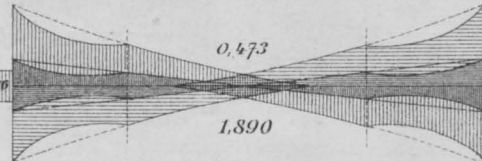
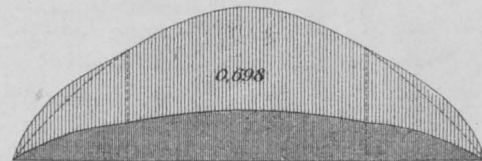
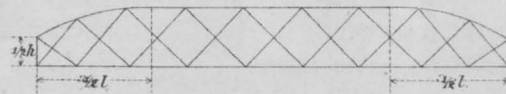
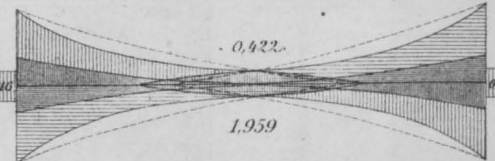
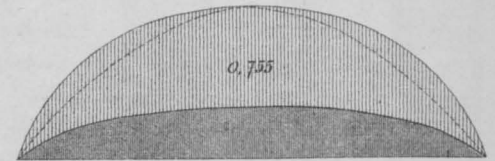


Fig. 3.





Zug  Zufällige Last.
 Eigengewicht.

Fig. 5.

Druck  Zufällige Last.
 Eigengewicht.

Fig. 6.

Fig. 4.

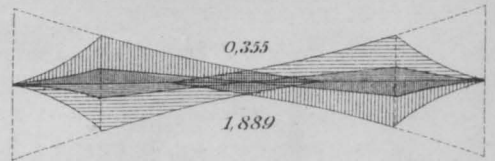
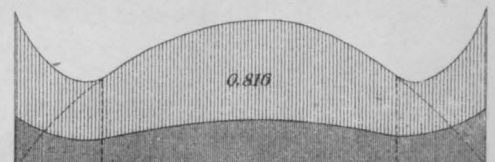
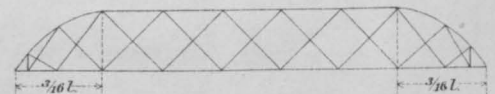
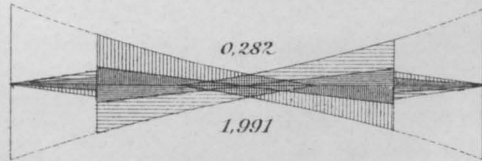
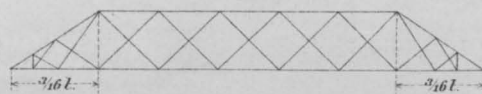
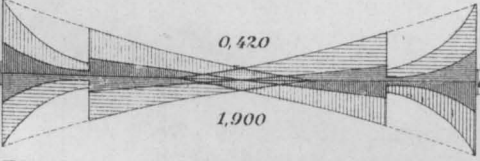
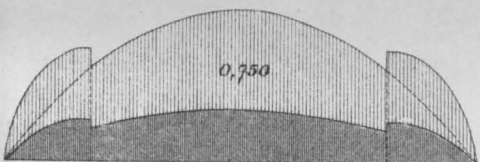
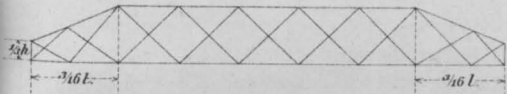


Fig. 7.

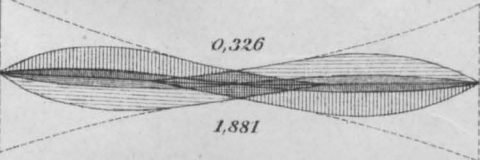
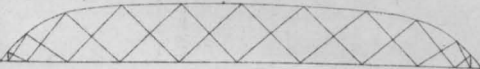


Fig. 8.

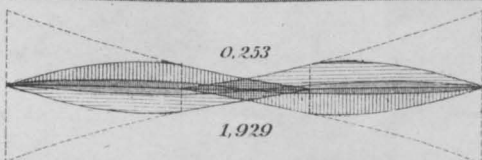
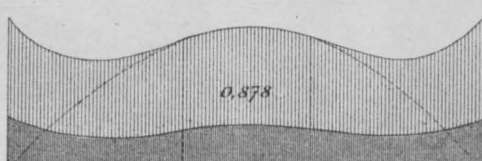
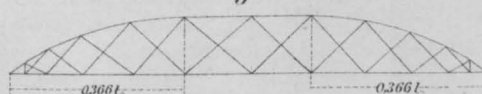


Fig. 9.

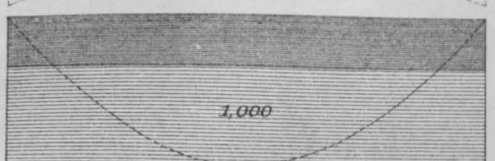
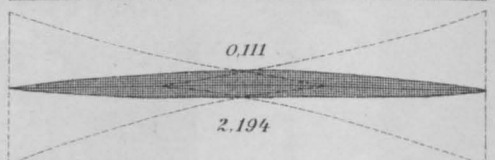
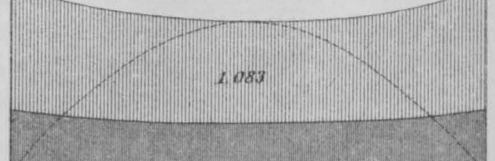


Fig. 10.

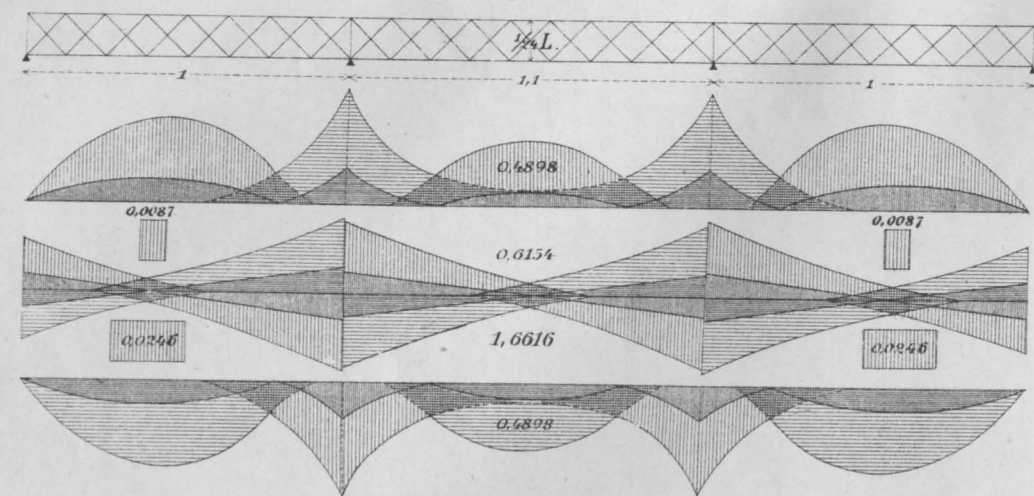


Fig. 11.

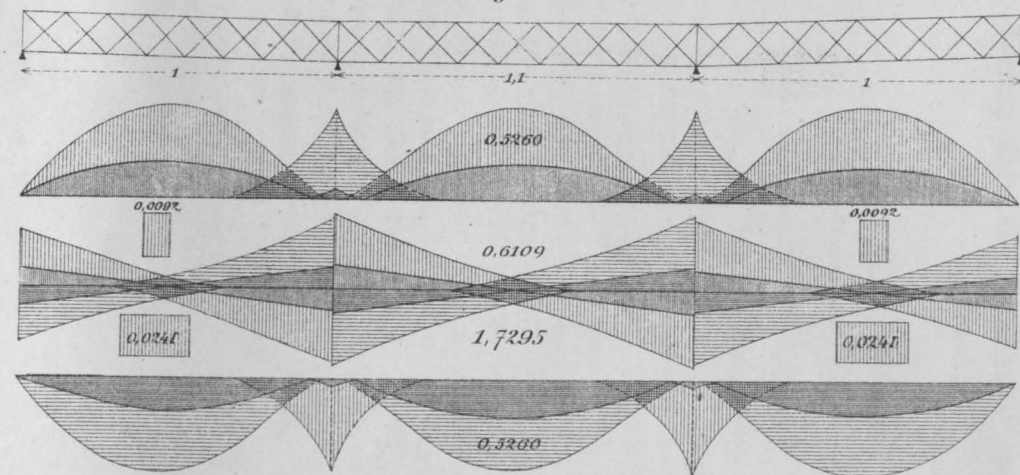


Fig. 12.

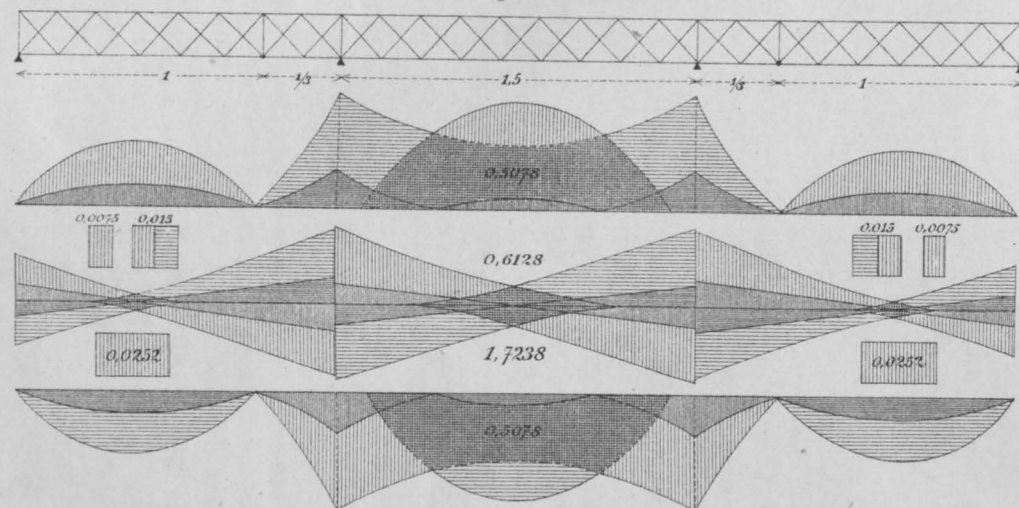


Fig. 13.

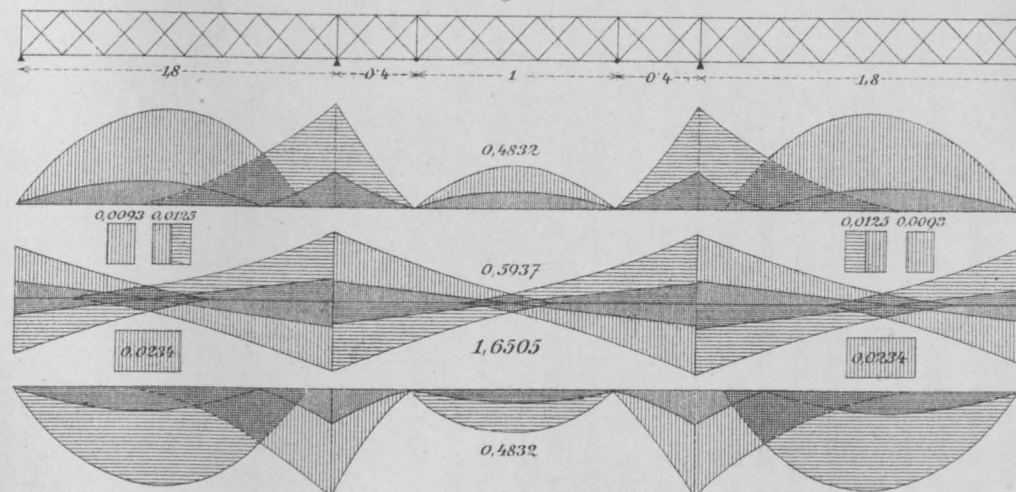


Fig. 14.

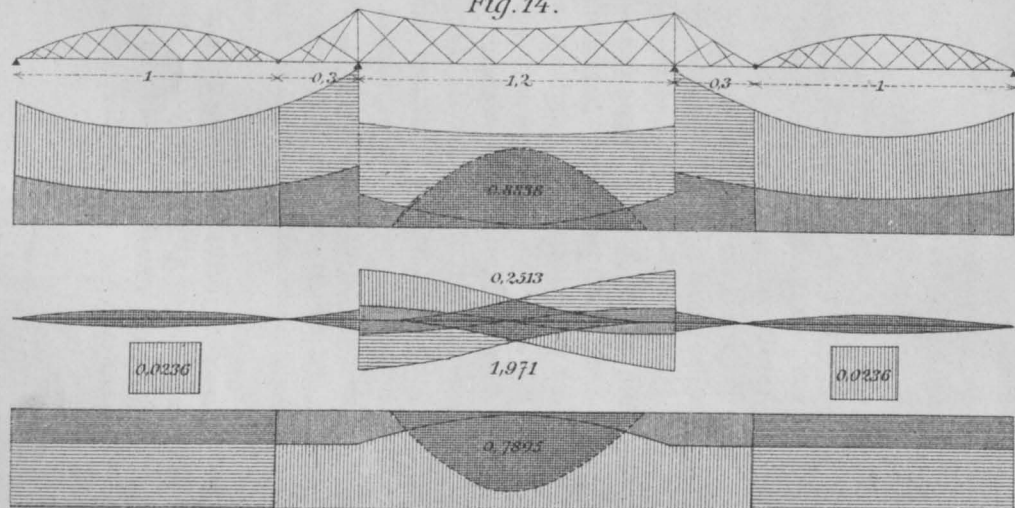


Fig. 15.

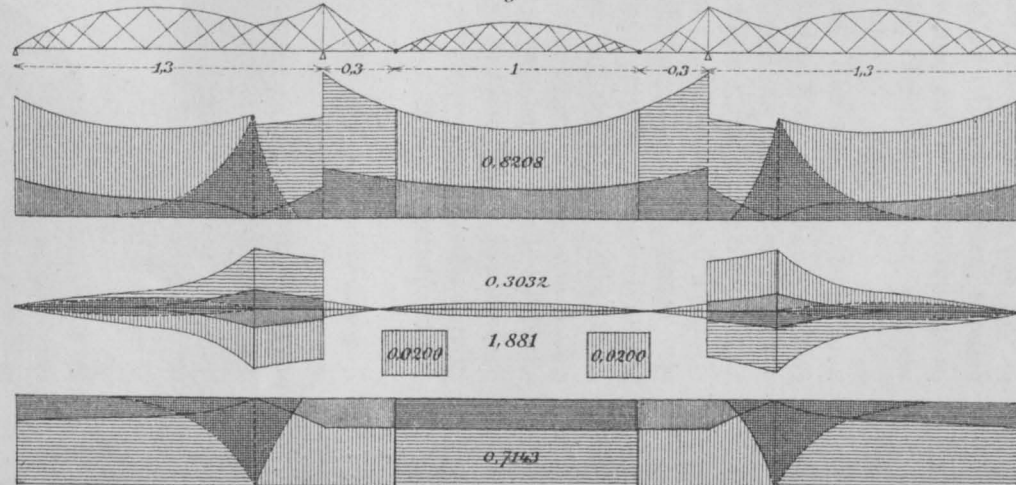
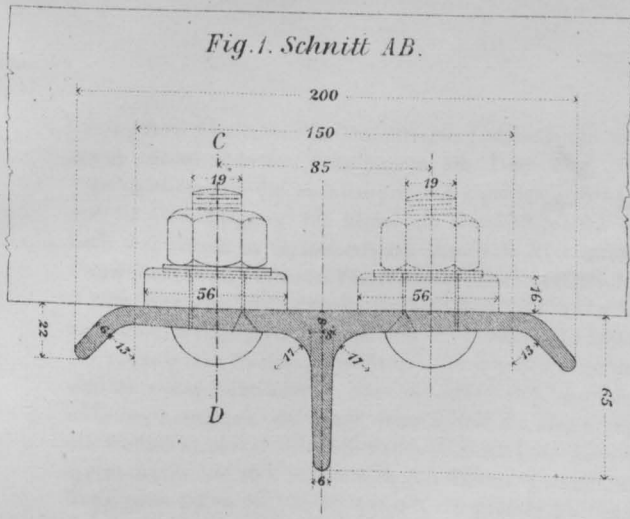


Fig. 1. Schnitt AB.



1:3

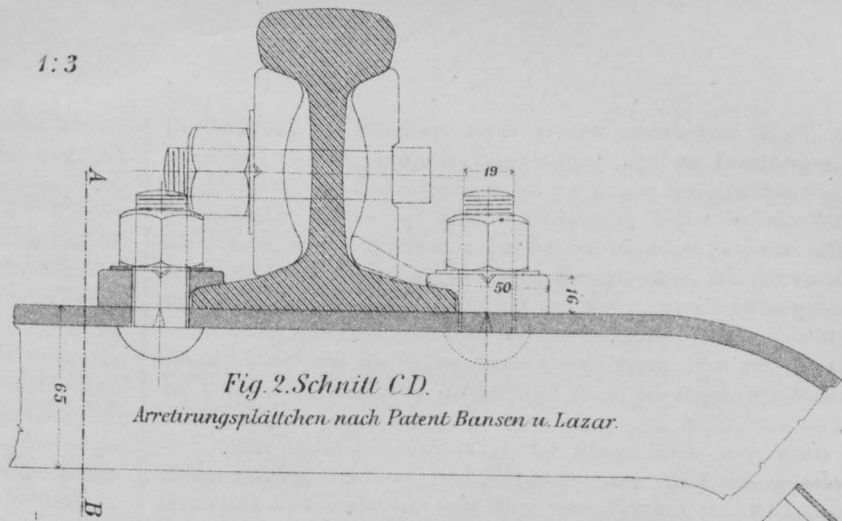
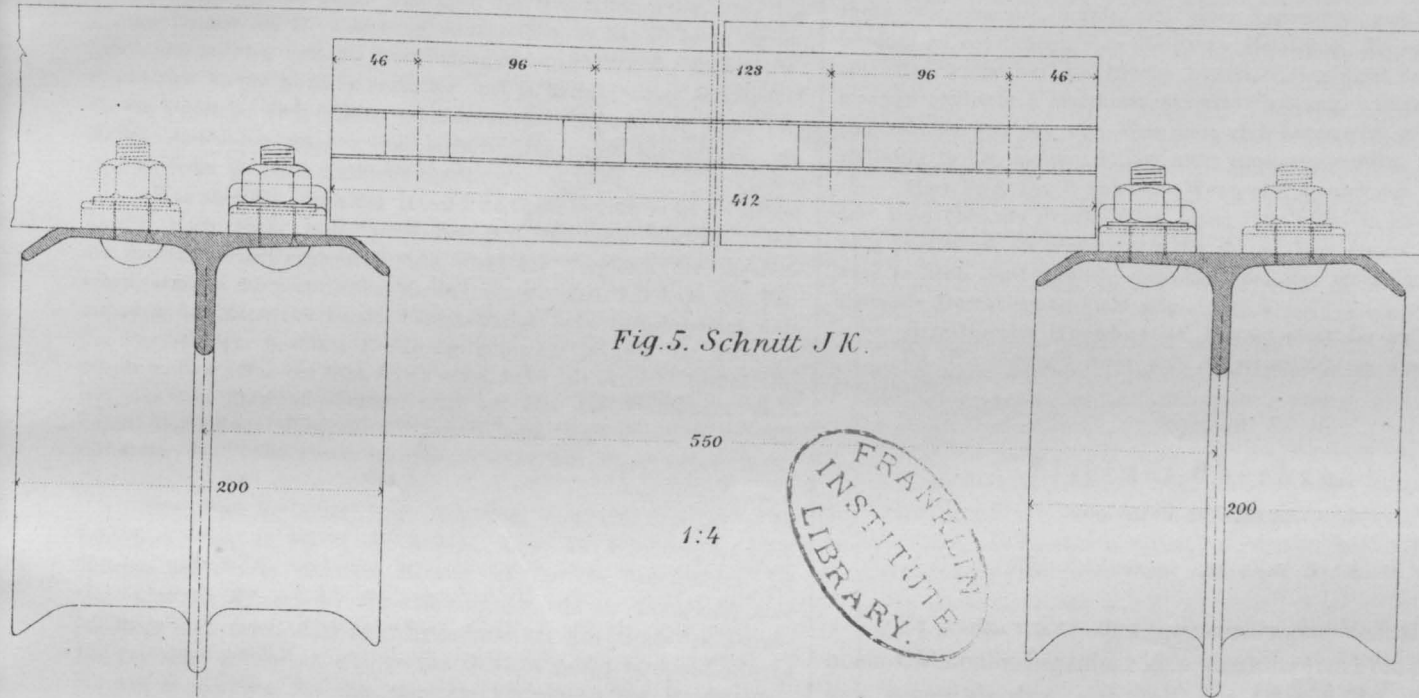


Fig. 2. Schnitt CD.

Arretirungsplättchen nach Patent Bansen u. Lazar.

Fig. 5. Schnitt JK.



1:4

Fig. 3. Schnitt EF.

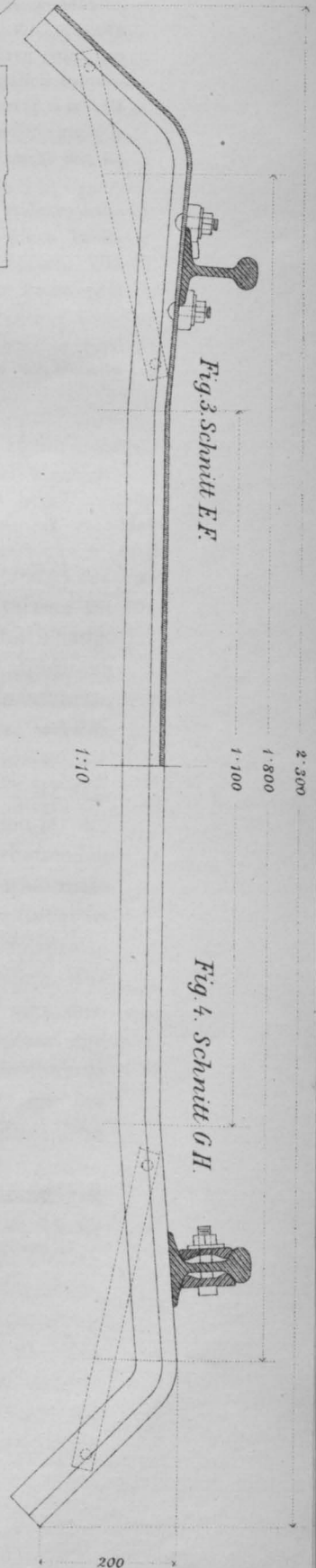


Fig. 4. Schnitt GH.

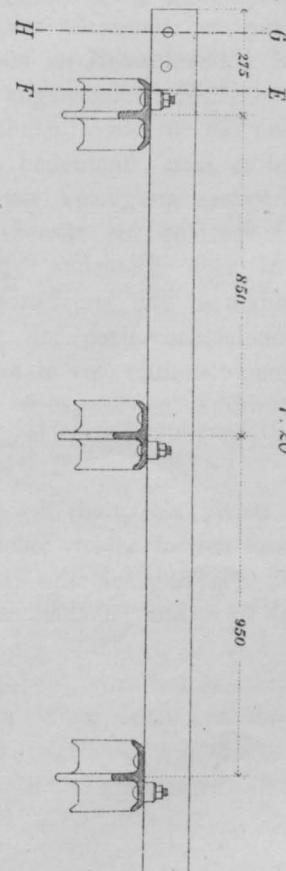
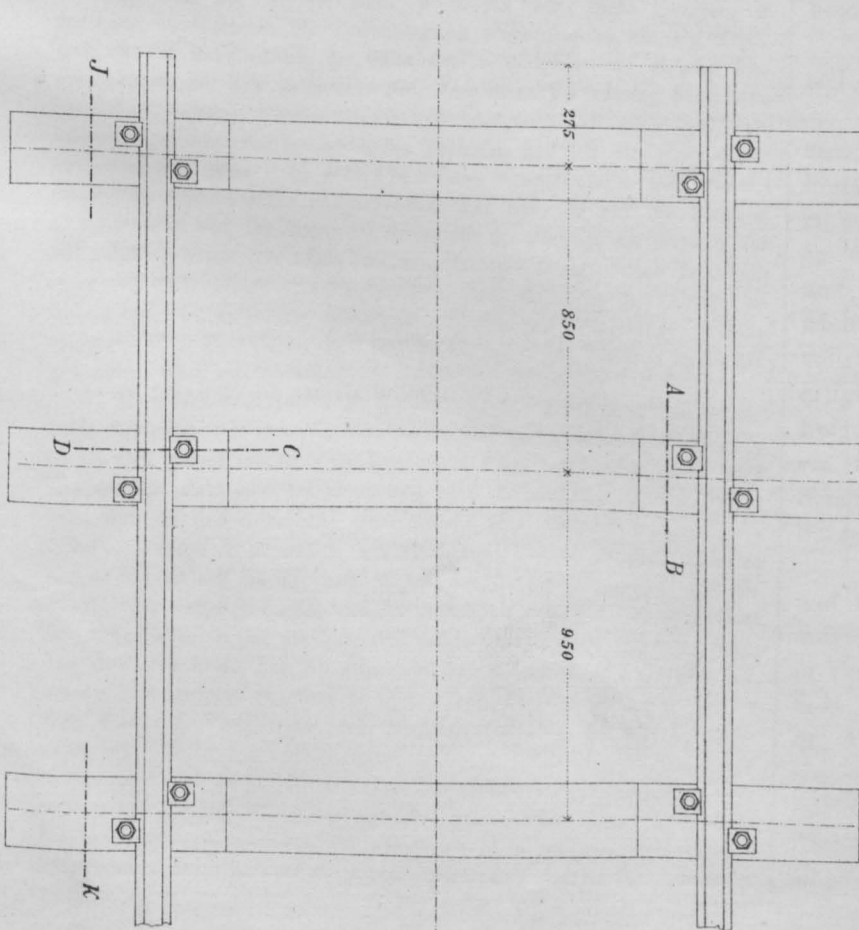


Fig. 6. Schnitt JK.

1:20

Fig. 7.

1:20.



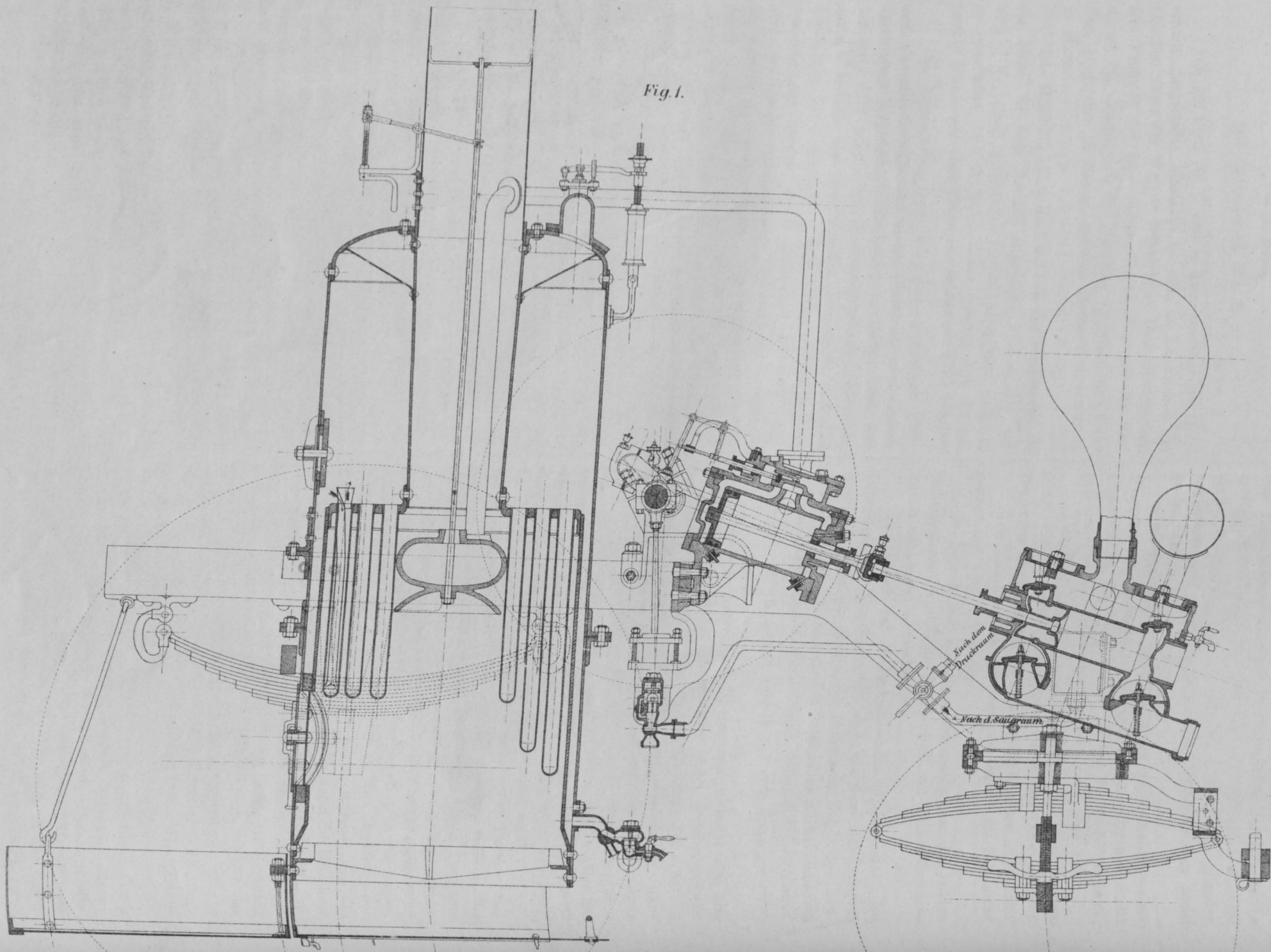


Fig. 1.

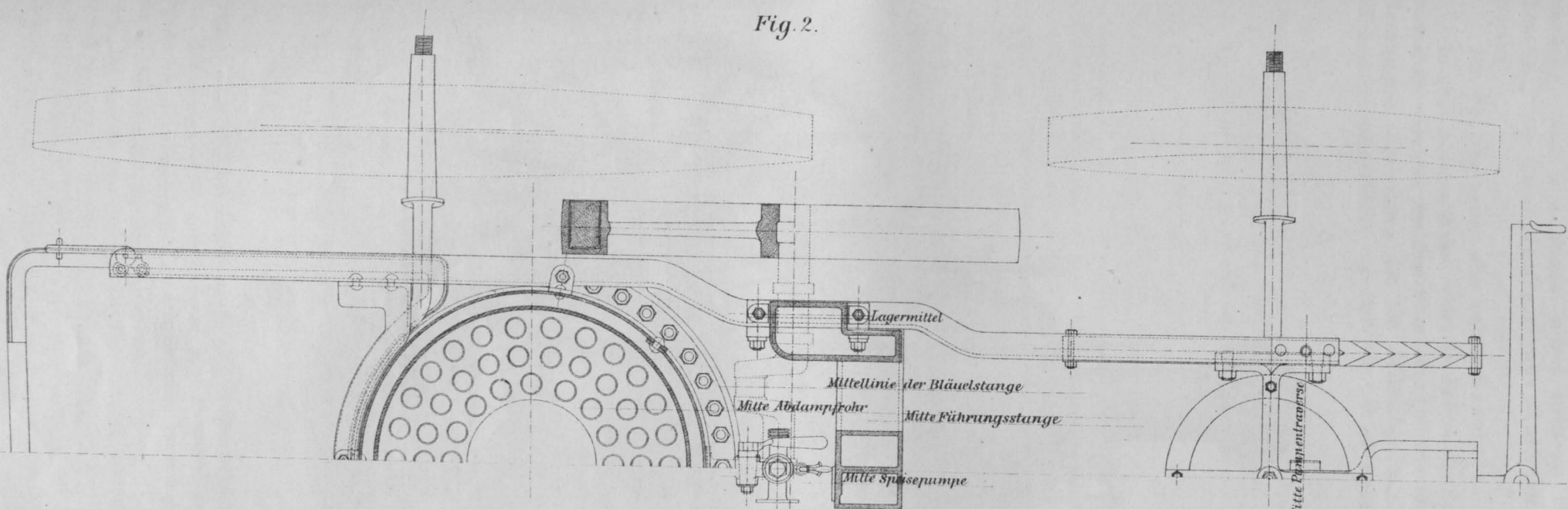


Fig. 2.

Ansicht des Pumpwerkes

Fig. 3.

Vorderansicht des Pumpwerkes

Fig. 4.

Schnitt durch den Cylinder und Ventilkonus.

Fig. 5.

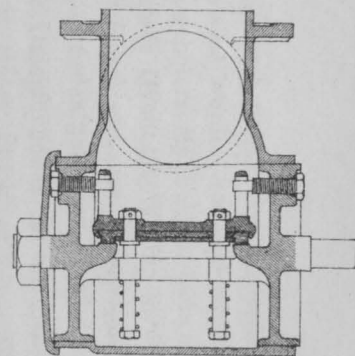
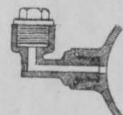
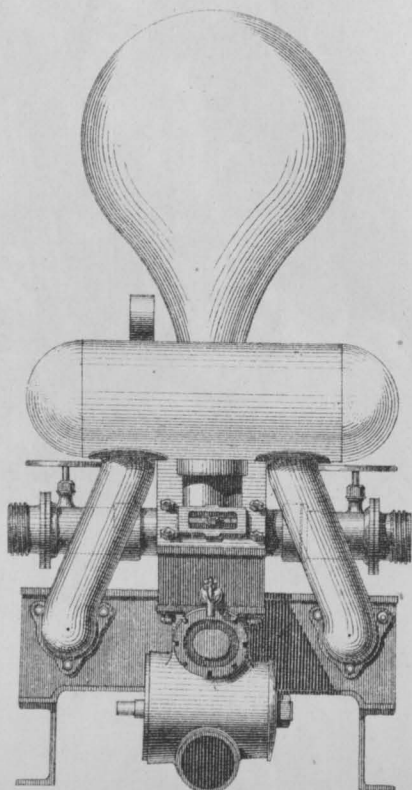
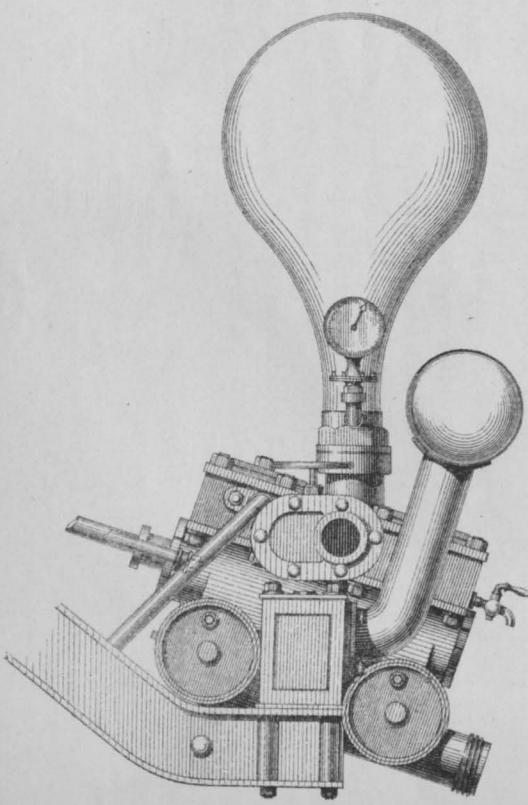
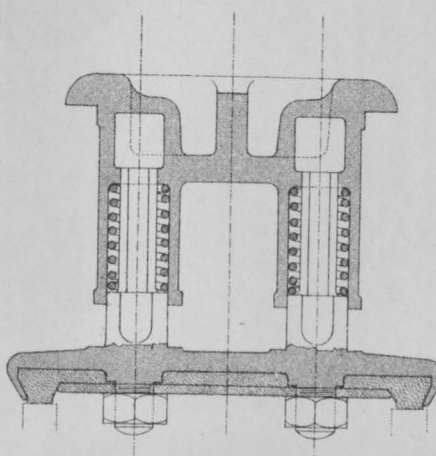


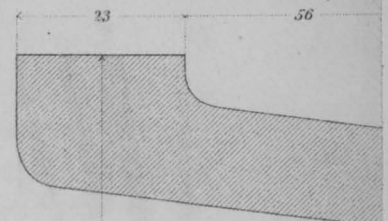
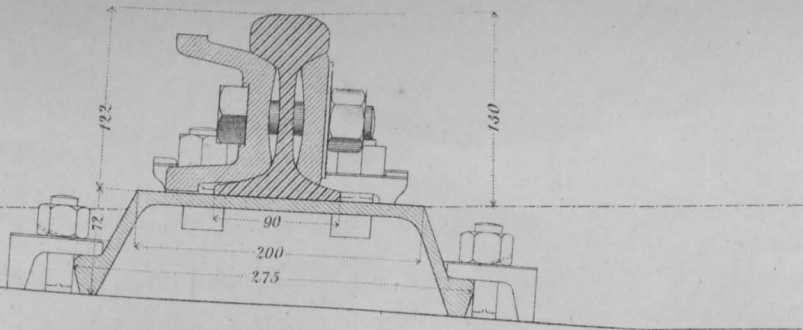
Fig. 6.



Druckventil

Fig. 7.

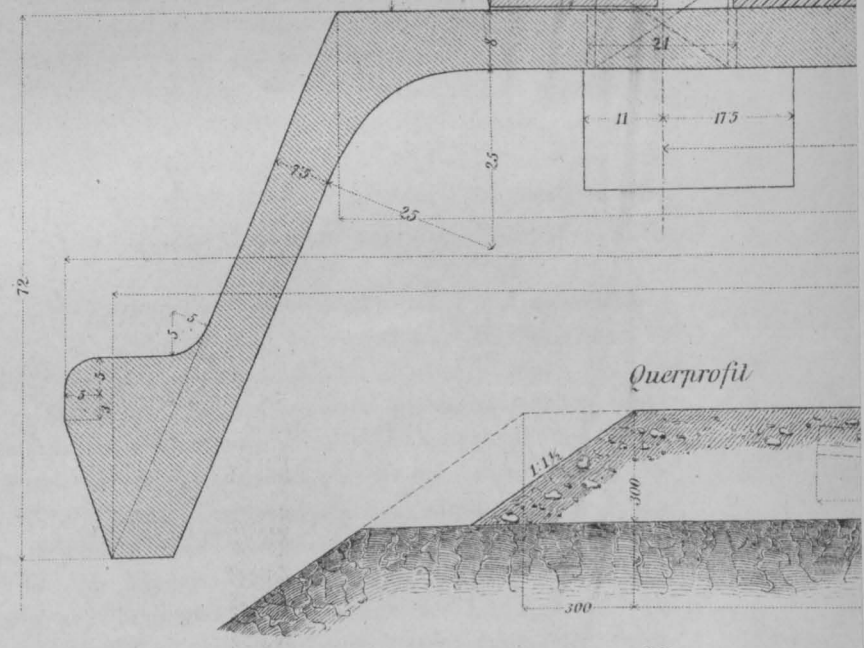
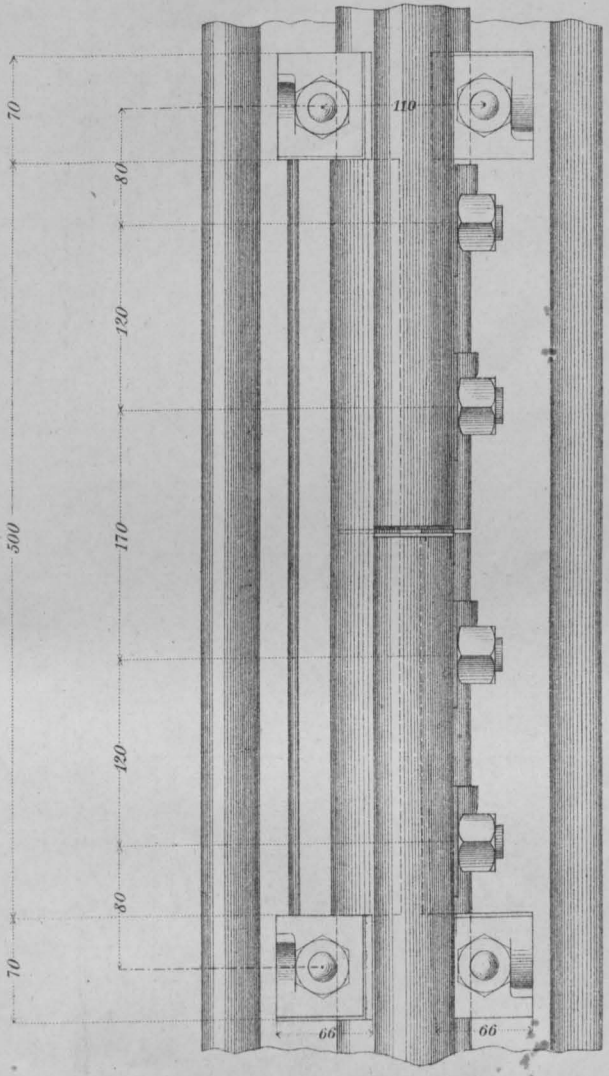




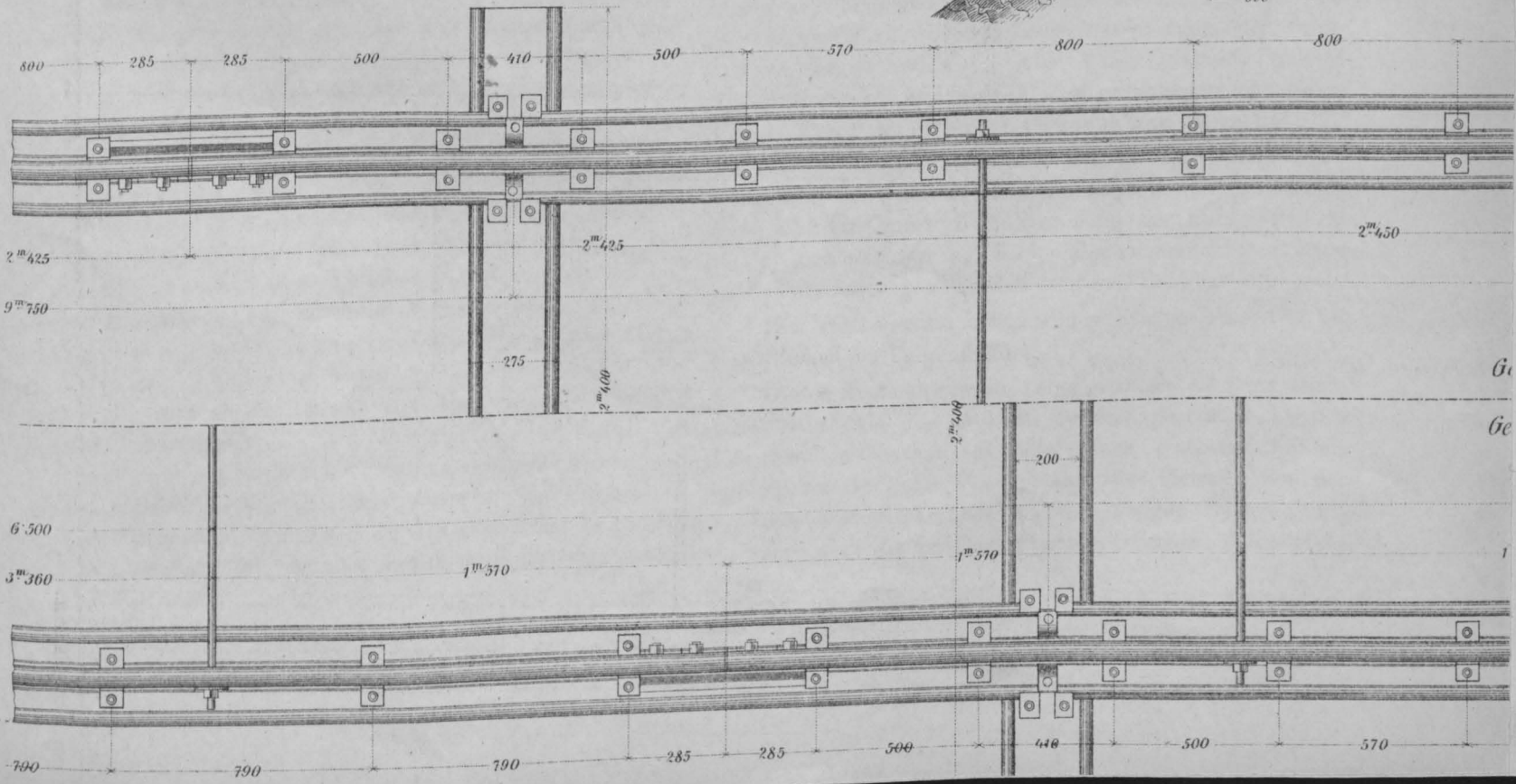
Laschenverbindung

Gewichte in Kilogrammen.

Schienen	9'75 ^m lang	210
"	9'70	269
"	6'50	180
"	6'45	119
Langträger	9'70	250
"	6'45	161
Querträger	2'40	62



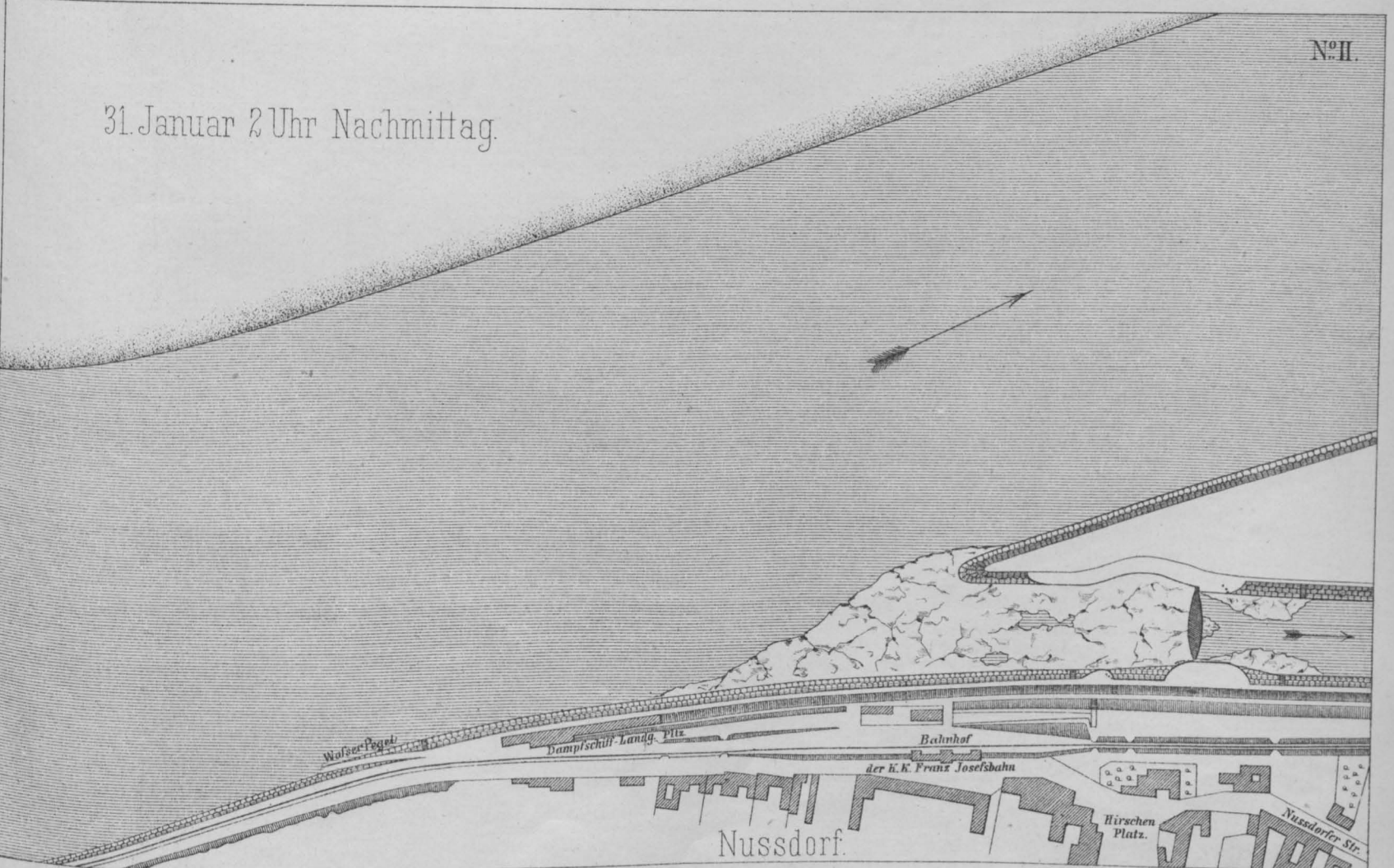
Querprofil



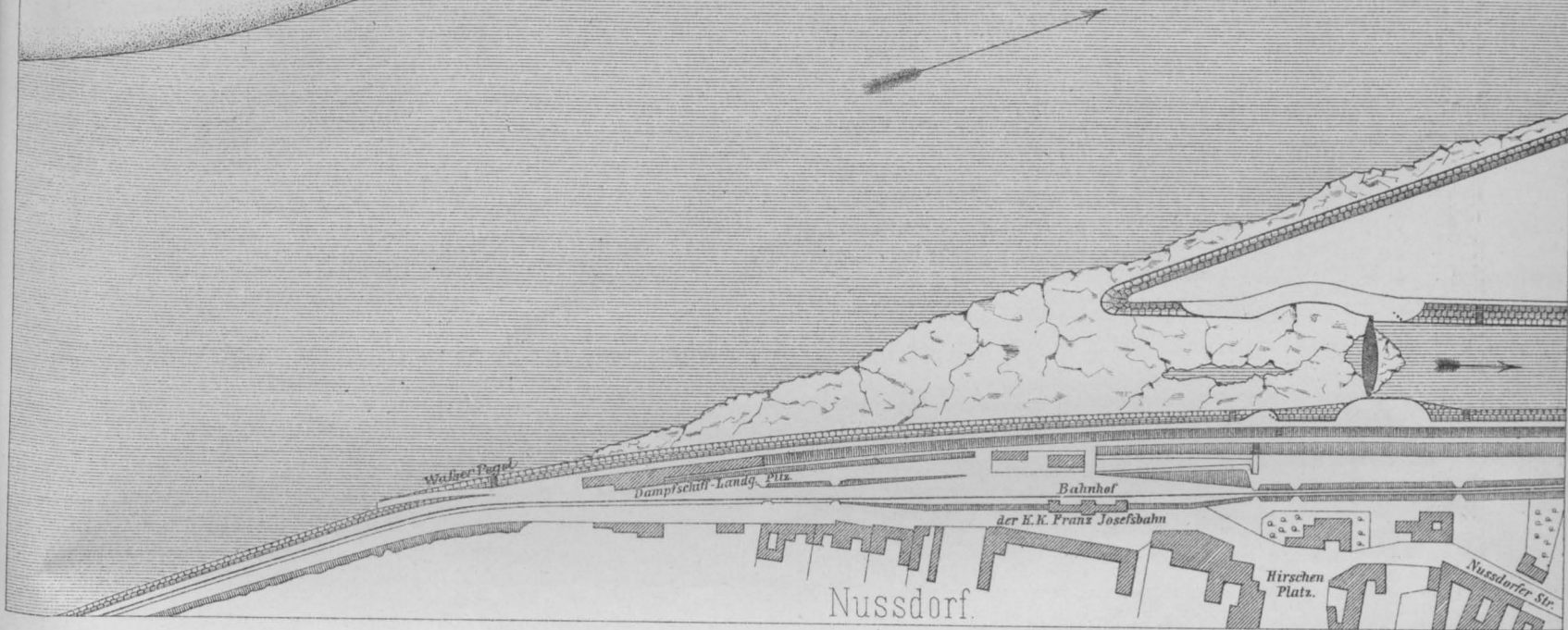
SITUATIONS-PLAN der Anlage des Schwimmthores bei Nussdorf.



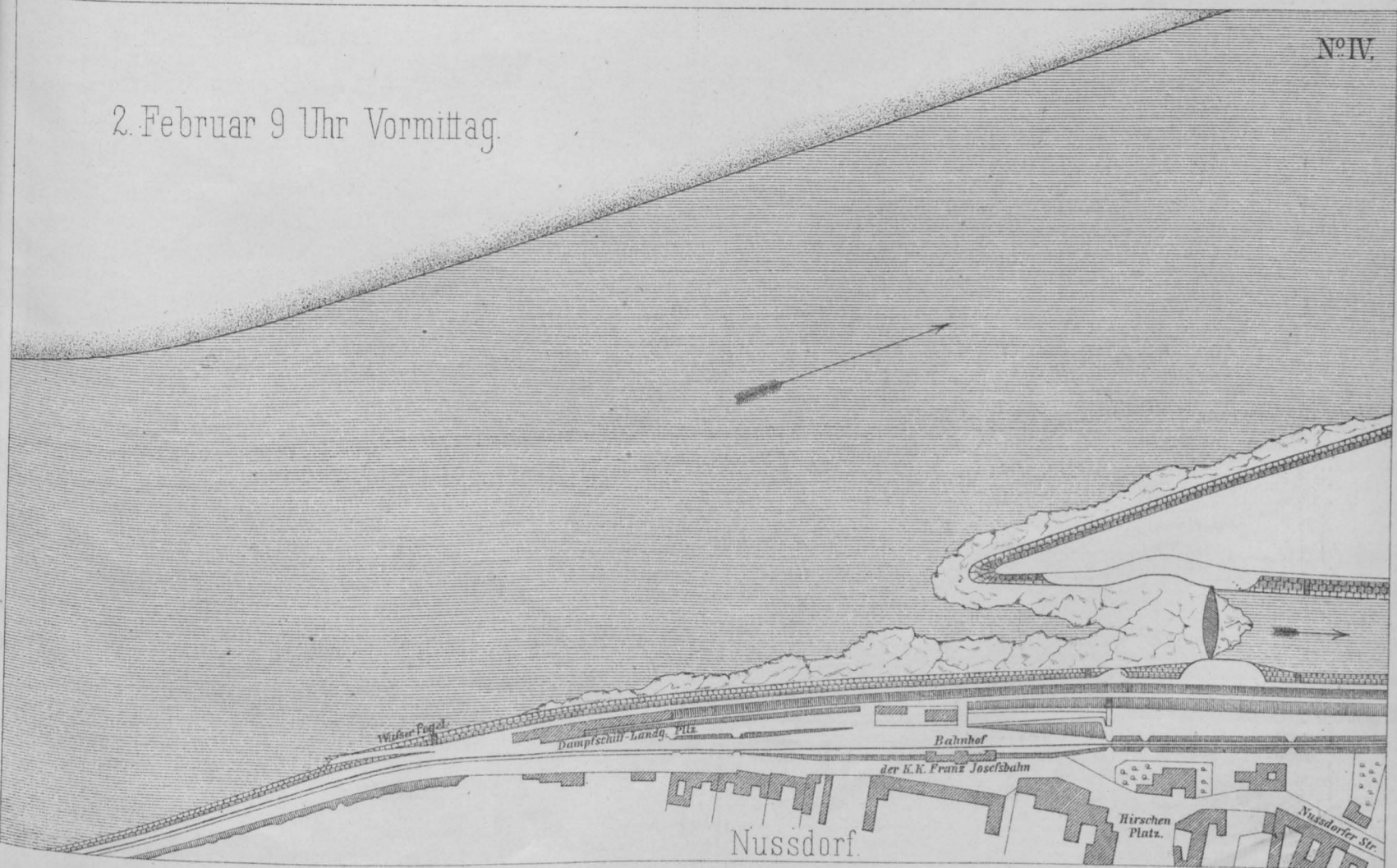
31. Januar 2 Uhr Nachmittag.



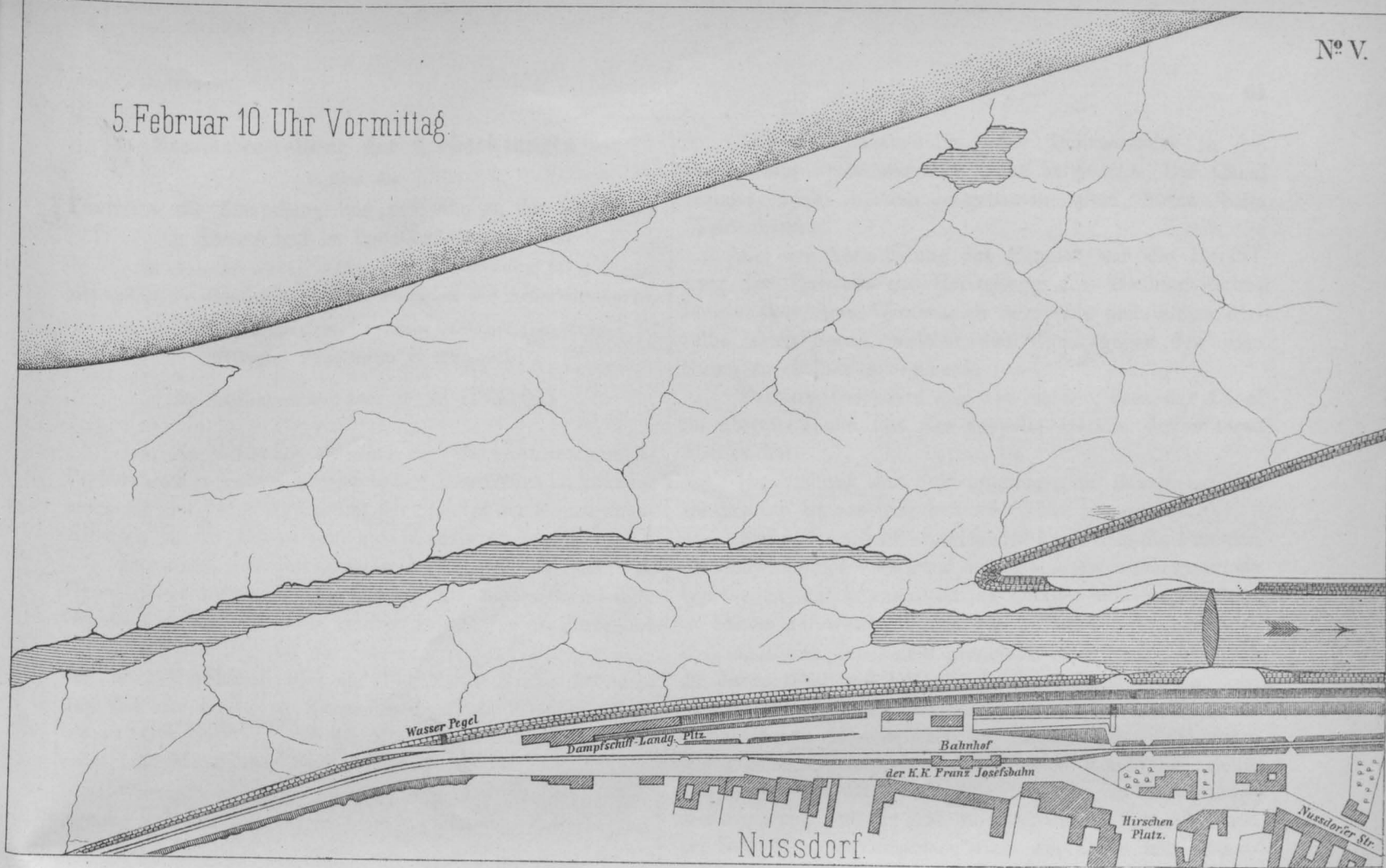
1. Februar 9 Uhr Vormittag.



2. Februar 9 Uhr Vormittag.



5. Februar 10 Uhr Vormittag.



8. Februar 9 Uhr Vormittag.

